



TITLE:

柱梁接合部パネルの影響を考慮した鋼構造骨組の耐震設計に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

栞原, 進

CITATION:

栞原, 進. 柱梁接合部パネルの影響を考慮した鋼構造骨組の耐震設計に関する研究. 京都大学, 2001, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2001-01-23

URL:

<https://doi.org/10.11501/3179152>

RIGHT:

柱梁接合部パネルの影響を考慮した
鋼構造骨組の耐震設計に関する研究

榎 原 進

目次

第 1 章	序	1
第 2 章	パネルが骨組の弾性剛性・保有水平耐力に及ぼす影響	
2.1	序	7
2.2	パネル周りの釣合条件と節点モーメント	9
2.3	節点塑性モーメントと部材間耐力比	10
2.4	パネルが骨組の弾性変形に及ぼす影響	11
2.5	パネルが塑性化部位の判定に及ぼす影響	17
2.6	パネルが保有水平耐力に及ぼす影響	20
2.7	結	22
第 3 章	標準型パネルの載荷実験と耐力評価	
3.1	序	25
3.2	パネル部分せん断載荷実験	25
3.2.1	試験体および実験方法	25
3.2.2	実験結果および考察	29
3.3	パネル部分試験比較のための十字形骨組実験	34
3.3.1	試験体及び実験方法	34
3.3.2	実験結果および考察	36
3.4	幅厚比と載荷方向を主パラメータとした十字形骨組実験	38
3.4.1	試験体及び実験方法	38
3.4.2	実験結果	39
3.5	パネルの弾性剛性	43
3.6	パネルの全塑性せん断耐力	44
3.7	パネルの降伏せん断耐力	49
3.8	結	50
第 4 章	左右の梁せいが異なるパネル（段違いパネル）の載荷実験と耐力評価	
4.1	序	53
4.2	段違いパネル周辺の応力状態	53
4.3	段違いパネルの弾性剛性	54
4.4	段違いパネルの全塑性耐力	55
4.4.1	段違いパネルの全塑性耐力評価式	55
4.4.2	パネル耐力に及ぼすパラメータの影響	56
4.5	段違いパネル十字形骨組載荷実験	57
4.5.1	試験体	57
4.5.2	載荷方法および測定方法	59

4.5.3	実験結果および考察	60	
4.5.4	実験結果と計算結果の比較	64	参考文献
4.6	結	64	参考文献
			謝辞
			117
			121
			125
第5章 パネルが骨組の地震応答性状に及ぼす影響と要求される変形性能			
5.1	序	67	
5.2	歪硬化と変動軸力を考慮したパネル解析モデル	68	
5.2.1	複合応力下における応力度－歪度関係モデル	68	
5.2.2	変数の設定	69	
5.2.3	パネル解析モデル（角形鋼管0°方向）	70	
5.2.4	パネル解析モデル（円形鋼管）	72	
5.2.5	実験結果との比較	73	
5.3	既往の研究から得られるパネルの必要変形性能	75	
5.3.1	パネルを考慮した応答解析結果より得られるパネルの必要変形性能	75	
5.3.2	等価1質点系から推定されるパネルの必要変形性能	77	
5.3.3	十字形骨組実験結果との比較	79	
5.4	パネル梁耐力比が部材の累積塑性回転角に与える影響	80	
5.4.1	解析骨組	80	
5.4.2	解析方法	82	
5.4.4	解析結果及び考察	73	
5.5	結	87	
第6章 パネルの影響を考慮した鋼構造骨組の耐震設計法			
6.1	序	89	
6.2	パネルの全塑性耐力と降伏耐力	90	
6.3	一次設計	91	
6.3.1	一次設計における検討事項	91	
6.3.2	柱・梁のフェイスモーメントとパネルモーメントの算定法	91	
6.4	二次設計	92	
6.4.1	二次設計における検討事項	92	
6.4.2	保有水平耐力の算定法	93	
6.5	45°方向からの入力に対する検討	104	
6.5.1	断面諸量	105	
6.5.2	一次設計（短期許容応力度設計）	106	
6.5.3	二次設計（保有水平耐力の算定）	108	
6.6	結	110	
第7章 結語		111	
付録 SI単位系への換算表		115	

第1章 序

本論では、鋼構造ラーメン骨組の柱梁接合部のパネルゾーン（以下、単にパネルと呼ぶ）を対象とする。柱と梁の接合部に位置するパネルには地震荷重作用時に大きなせん断力が作用し、せん断変形を生じることが知られている。1995 年兵庫県南部地震でも、図1.1 に示すようなパネルのせん断変形を伴った被害が見受けられた¹⁻¹⁾。既往の研究によると、パネルが梁・柱と比較して早期に降伏する場合が多いことが指摘されている^{1-2,3)}。そのためパネルの弾塑性挙動は鋼構造骨組全体の応答に大きな影響を与える。鋼構造骨組の地震応答性状を把握し、パネルの影響を設計に反映させるためには、パネルの履歴挙動を適切に把握する必要があることから、パネルの耐力や変形性能に関して多くの研究が過去に行われている^{1-4)～1-17)}。

現在、日本建築学会より出版されている鋼構造関係の指針・規準の中でパネルの耐力に関する記述があるものは以下の4つである。

- ・ 鋼構造設計規準¹⁻¹⁸⁾
- ・ 鋼構造塑性設計指針¹⁻¹⁹⁾
- ・ 鋼構造限界状態設計規準・同解説¹⁻²⁰⁾
- ・ 鋼管構造設計施工指針・同解説¹⁻²¹⁾

これらの内、鋼構造塑性設計指針を除く3つの設計式は、加藤の研究結果と提案式¹⁻²²⁾に基づいた式である（鋼構造塑性設計指針では田中の提案式¹⁻²³⁾が基になっている）。それぞれ若干の相違はあるが、以下に示す文献1-18)の設計式とほぼ同じ表現となっている。

$$\frac{{}_bM_1 + {}_bM_2}{V_e} \leq \frac{4}{3} \cdot 1.5 \cdot f_s \quad (1.1)$$

V_e はパネルの体積、 ${}_bM_1$ 、 ${}_bM_2$ は水平荷重に対して左右の梁端部（柱との接合面）にそれぞれ作用する曲げモーメント、 f_s は材料の長期許容せん断応力度である。この提案式では、「パネル降伏後の耐力上昇が大きいこと」、「柱からの逆向きのせん断力を無視していること」、「設計上の簡便さ」を考慮して、一次設計時にパネルのせん断応力度が多少降伏応力度を越えることを認めたうえで、 $4/3$ という係数を

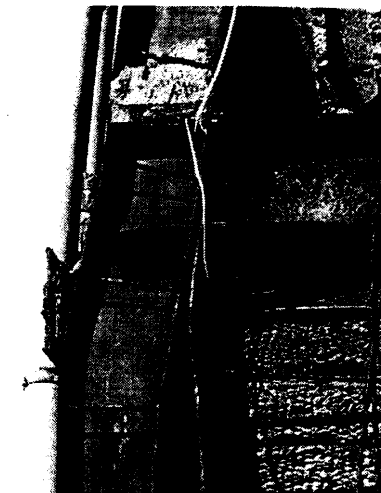


図 1.1 パネルの塑性変形

計算式に導入している。また、パネルの弾塑性挙動を考慮した設計法については「建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)¹⁻²⁴⁾」の中に「骨組の吸収する全エネルギーの1/3を接合部が負担する」との記述がある。これは、パネルの塑性化・それに伴うせん断変形が生じることを暗に示しており、パネルの塑性化・変形を設計に考慮するという土壌はすでに存在している。また、近年の研究によれば、「接合部パネルの降伏が骨組の崩壊型を支配するパネル崩壊型では塑性化する層が構造物全体に広がるため、特定層への損傷集中が少ない崩壊型であること¹⁻²⁵⁾」,「パネルが塑性化する事により、柱・梁部材の損傷が低減されること¹⁻²⁶⁾」,「一般にパネルのせん断降伏は非常に大きな塑性変形能力を有すること」が明らかにされており、現在の耐力規定に留まらず、パネルのエネルギー吸収性能を積極的に活用する設計法も可能になりつつある。以上より、パネルは主要構造部材である柱・梁の単なる接合部ではなく、「柱・梁と同様に骨組を構成する主要構造部材の一つである」ことを意識した設計が必要であり、本論文はこれを提案することを目的としている。

また、このようなパネルを考慮した設計を行うためには、パネルの耐力・履歴特性・変形性能を明らかにするだけでなく、骨組の中のパネルに作用する応力・パネルの変形を考慮した骨組の変形・パネルの耐力を考慮した保有水平耐力の算定法が必要となる。パネルを考慮した弾塑性解析は1964年の日置らが提案したたわみ角法^{1-6),1-27)}に始まり、ほぼ同時期に田中¹⁻²⁸⁾が同様な提案を行っている。その後はマトリックス法への展開がなされ、パネルを考慮した弾塑性解析プログラムは研究・設計に用いられている。しかしながら、多くの中低層の建物ではパネルを無視した柱・梁のみで構成される骨組モデルによる解析・設計されるのが現状である。このような現状でパネルを考慮した設計法が広く利用されるためには、現状の設計ツールを利用した算定法の構築が必要である。本論では、柱・梁・パネル相互の釣合条件から得られる「節点モーメント」・「節点塑性モーメント」の概念を導入して、パネルを意識することなく、パネルを考慮した弾塑性解析・保有水平耐力の算定が出来る方法についても提案を行う。

なお、本論では、図1.2に示すH形鋼管・角形鋼管(0°方向)・角形鋼管45°方向・円形鋼管の通しダイアフラム形式の柱梁接合部パネルを対象とする。2章以降では以下に示す概要に沿って検討を行う。また、既往の研究との関係についても併せて述べる。

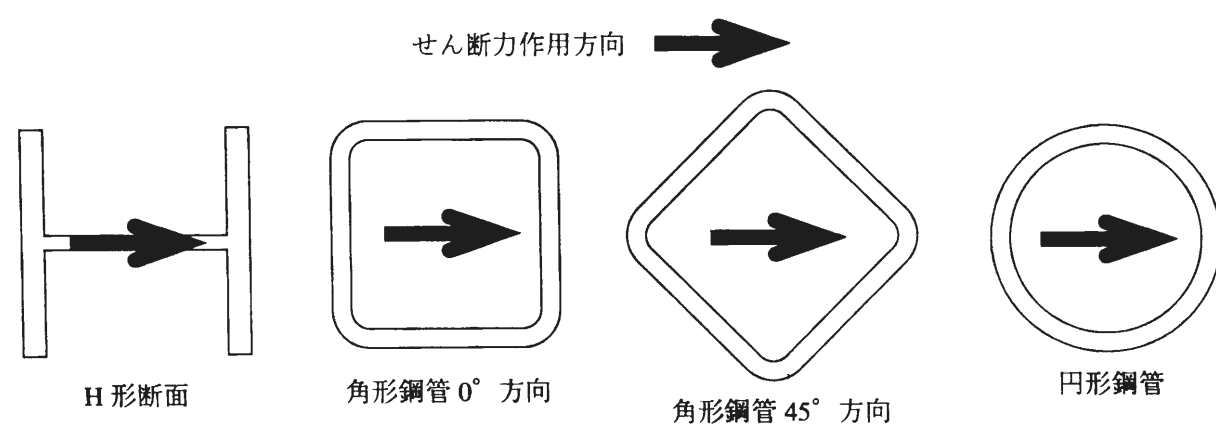


図 1.2 対象パネル断面

第2章 パネルが骨組の弾性剛性・保有水平耐力に及ぼす影響

第2章では、パネルの大きさ・変形・耐力が骨組の弾性剛性・保有水平耐力に及ぼす影響について考察し、パネルを考慮した弾塑性解析・設計の必要性について述べる。まず、1) パネル・柱・梁の相互の釣合条件に基づいて、節点モーメント・節点塑性モーメントの概念を導入する。ここでは、鋼構造骨組の中間層中柱節点付近をモデル化した単純な十字形骨組を対象に、2) 柱・梁・パネルの短期許容耐力比を算定し、一般的なプロポーションの柱梁接合部ではパネルが先行降伏する場合が多いことを示す。3) 柱・梁・パネルの弾性変形成分を算定し、パネルの変形を考慮した場合と無視した場合の骨組の弾性変形の相違について言及する。4) パネルの全塑性耐力比を定義し、保有水平耐力にパネルが及ぼす影響について検討する。

第3章 標準型パネルの載荷実験と耐力評価

タイトルの標準型パネルとは、パネルの上下面で断面が変化せず、パネルの左右に接合する梁の梁せいが等しい場合のパネルを意味する。左右の梁の梁せいが異なる場合のパネル(本論では段違いパネルと呼ぶ)については4章で述べる。3章ではまず、標準型パネルの弾塑性挙動を明らかにするために行ったパネルのせん断載荷実験について述べる。

パネルの弾塑性挙動に関する既往の研究は数多い。仲、加藤らは実大箱形断面柱H形鋼梁X形試験体を用いた繰返し実験¹⁻⁴⁾を行い、パネルの変形が骨組に与える影響を検討すべきであるとの結論を示している。また、柱断面にH形断面・十字形断面・円形断面を採用し、箱形断面と同様の実験¹⁻⁵⁾からパネルが骨組の挙動に及ぼす影響について考察している。これらの実験結果は加藤らのパネルの設計式¹⁻²²⁾に反映されている。柱がH形断面の場合では、中尾らが、パネルの塑性化が柱および梁材端部の塑性化を早める現象を示し、X形試験体・十字試験体・ラーメンモデル試験体の実験を行い、パネルの復元力特性評価法・パネル補強の効果・梁端部接合方法の影響の検討や、骨組の復元力とパネルの復元力の関係の定量的検討を行っている¹⁻²⁹⁾。椋代、松尾は、H形断面部材で構成される骨組について、単調載荷実験とともにFEM解析をおこない、パネルの耐力上昇に及ぼす要因を検討し、パネルの塑性変形能力について考察している¹⁻³⁰⁾。角形鋼管パネルに関しては金谷・田淵らが数多くの研究を行っている。角形鋼管の製法及び軸力比の違いによる接合部パネルの挙動¹⁻⁹⁾・角形鋼管のコーナー部の影響^{1-10),1-11)}を調べ、パネルの降伏耐力及び最大耐力の検討を行っている。

以上の他にも数多くの研究がみられるが、パネルの軸力比に関しては0.3までの実験がほとんどであり、それを越える軸力に関する実験はほとんど見受けられない。本論では、最大0.6の軸力比を採用し、高軸力が作用した場合の角形・円形鋼管パネルの弾塑性挙動についても検討する。また、2構面方向より同時に曲げモーメント(せん断力)が作用した場合を考慮した45°方向から載荷した角形鋼管パネル(以下では、角形鋼管45°方向と呼ぶ)に関する実験は山實らの単純梁形式の実験¹⁻³¹⁾が唯一であり、本章では、これについても検討をおこなう。弾性剛性・耐力・塑性変形性能等が主な考察対象である。

さらにこれらの実験結果に基に、パネルの弾性剛性・耐力に対する分析を行い、評価式について検討する。パネルの弾性剛性は一次設計時の骨組応力解析や変形量の算定のために必要である。パネルの耐力に関する提案式は数多く存在する。鋼構造設計規準を始めとして多くの規準・指針に採用されている加藤らの提案式¹⁻²²⁾では、せん断力を負担するウェブ部分が一律に降伏せん断応力度に達した場合を想定して耐力式を提案している。田中は、軸力・曲げモーメント・せん断力の組み合わせ応力が作用するパネルの広範な塑性解析結果からパネルの耐力式を提案している¹⁻²³⁾。この提案式は鋼構造塑性設計

指針にパネルの必要板厚を求める算定式として採用されている。金谷・田淵らは、角形鋼管パネルを対象に軸力の影響などを考慮したさらに精度の高い耐力式を提案している¹⁻⁹⁾。角形鋼管 45° 方向のパネルについては伊藤らの提案式¹⁻³²⁾が挙げられる。伊藤らはパネルせいの 1/6 の高さの位置で軸力・曲げモーメント・せん断力の組み合わせから全塑性耐力をもとめ、耐力式の形で提案している。田中・伊藤らの提案式は、軸力・曲げ・せん断力の組み合わせを考慮した提案式となっているが、パネルウェブに一樣な平面応力場を仮定した加藤ら、金谷らの提案式と比べると複雑な式となっている。

本論では、各種パラメータがパネルのせん断耐力に与える影響について実験結果から考察し、より合理的な耐力評価式を提案する。また、併せて既往の耐力式とも比較・検討をおこなう。ここから得られるパネルの耐力は、骨組の保有水平耐力の算定に用いる。

第4章 左右の梁せいが異なるパネル（段違いパネル）の載荷実験と耐力評価

3章では、左右の梁せいが同じである標準的なパネルについて述べた。しかしながら、現実の建物には、機能上の制約や重量軽減の目的から左右の梁せいが異なるパネルが存在する。本章では、このような左右の梁せいが異なるパネル（以下、段違いパネルと称する）の弾塑性挙動を明らかにし、その弾性剛性・耐力の評価式を提案する。

柱・パネルがH形断面である段違いパネルの弾塑性挙動・設計法に関する研究^{1-34)～1-37)}は数件見られるが、柱・パネルが角形鋼管である段違いパネルの挙動に関する研究は見受けられない。パネルがH形断面の場合には、最外縁のダイアフラムで囲まれる部分をパネルの有効体積として考えれば、標準型パネルと同様に耐力の評価が出来るとの結論が得られているが、角形鋼管の場合にはパネルと柱・梁の耐力比が相対的に大きくなるため、H形断面の場合に生じたものとは異なる崩壊性状が現れる可能性がある。本章ではまず、段違いパネルの釣合条件を示す。さらにパネルの剛性・耐力の評価式を提案する。段違いパネルの弾塑性挙動を明らかにするために行った実験の結果と評価式から得られる結果を比較・検討し、その妥当性について述べる。

第5章 パネルが骨組の地震応答性状に及ぼす影響と要求される変形性能

本章では、地震時にパネルに要求される塑性変形性能・パネルが骨組の地震応答性状に及ぼす影響について考察する。

パネルの影響を考慮した骨組の地震応答性状を把握するためには、パネルの復元力特性モデルが必要となる。単純なモデルとしては、3, 4章で述べるパネル耐力を折れ曲がり点とする完全弾塑性型モデル・**bi-linear** 型モデルが挙げられる。加藤・中尾らは初期降伏時を第一折れ曲がり点とする **poly-linear** 型で表されるパネルの復元力特性モデルを提案している¹⁻³⁷⁾。松尾らはさらにH形断面パネルで顕著に現れるダイアフラム・パネルフランジによる枠組み硬化の影響を考慮した復元力モデルを提案している¹⁻³⁰⁾。これらのモデルでは事前にパネルに作用する軸力を想定し、復元力特性モデルを規定するために、応答解析時に時々刻々変化するパネルへの軸力の影響を考慮することは出来ない。本論では、辻らが提案した複合応力下での応力度－歪度関係モデル¹⁻³⁸⁾を用い、変動軸力にも対応できるパネルの復元力特性モデルを提案する。また、実験より観察されたパネルウェブからフランジへの軸力の再分配も考慮できるモデルとしている。提案したモデルと実験結果を比較し、モデルの妥当性について検討する。

次にパネルに要求される塑性変形性能について既往の文献より考察する。一つめは、本章で提案したパネルの履歴モデルを組み込んだ弾塑性応答解析プログラムによる広範なパラメータに対する応答解析

結果¹⁻³⁹⁾であり、ここから得られるパネルの変形性能に対する要求値について検討する。もう一つは、小川らが提案した等価1質点系から予測されるパネルの必要変形性能^{1-40)～1-42)}である。これらと第3章での実験結果から得られるパネルの変形性能を比較し、両者の関係について明らかにする。

また、強柱骨組を対象にパネル梁耐力比をパラメータとした地震応答解析を行い、各部の必要塑性変形性能・パネル梁耐力比が骨組の応答性状に及ぼす影響について考察を行う。地震荷重作用時の骨組に及ぼすパネルの影響を応答解析より検討した研究には以下に示す文献が挙げられる。田淵らは^{1-43)～1-45)}、パネルの全塑性耐力と柱あるいは梁の全塑性耐力のどちらか小さい方との比として定義されるパネル耐力比 R_{pp} をパラメータとした解析を行い、「 R_{pp} が大きくなるとパネルのエネルギー吸収の全体に対する比 W_p/W_t は小さくなる。 R_{pp} が1以下の場合は層間変形が大きくなるにつれ W_p/W_t は増加する傾向にある。一方、 R_{pp} が1以上の場合は減少する。 R_{pp} が1以上の時はパネルのエネルギー吸収がほとんど期待できない。」と結論づけている。長谷川らは¹⁻⁴⁶⁾パネルの降伏耐力と柱あるいは梁の降伏耐力のどちらか小さい方との比として定義されるパネル降伏比をパラメータとした解析を行い、「パネル降伏比を低下させ、骨組のへの地震エネルギーをパネルにも分担させることで、骨組の柱および梁の強度を低減できる。」ことを示唆している。松尾らは¹⁻⁴⁷⁾、パネル降伏比 R_{py} をパラメータとした解析を行い、「 R_{py} が減少するとパネルの早期降伏による履歴減衰効果・固有周期が長くなることにより層間変形角が小さくなる。弱パネルにすると変形集中が緩和され、変形が一様化する傾向がある。」としている。

これらの研究では、「パネル耐力比またはパネル降伏比が骨組の応答性状・各部材の損傷に与える影響が大きいこと」・「パネル耐力比を小さくすることで応答や周辺部材の損傷を低減できること」を示唆している。これらの研究では柱・梁の耐力はそのままに、パネルの耐力を変えることでパネル耐力比を変更している。この考え方は、骨組の保有水平耐力を柱・梁の耐力から計算し、パネルの耐力が減少しても計算される保有水平耐力は一定であるとするパネルの耐力を無視した設計法に基づくものであり、本論で提案するパネル耐力を考慮した保有水平耐力の計算では、パネル耐力比が1以下であれば、パネル耐力比が小さくなると骨組の保有水平耐力も小さくなる。このパネルを考慮した保有水平耐力を用いるのであれば、この保有水平耐力を一定にし、パネル耐力比をパラメータとした場合の応答性状についても検討しておく必要がある。本章では、保有水平耐力を一定とした魚骨形骨組を対象とし、パネル梁耐力比を主パラメータとした地震応答解析を行い、骨組の地震応答性状を考察する。特にパネルと梁の塑性変形の比に着目し、それぞれの部材に要求される塑性変形性能の低減の可能性について検討する。

第6章 パネルの影響を考慮した鋼構造骨組の耐震設計法

本章では前章までの議論を元に、パネルを考慮した鋼構造骨組の耐震設計法について提案を行う。本論では、以下の3点についてパネルを考慮した設計を提案する。1) 許容応力度設計、2) 保有水平耐力の確認、3) 一次設計用荷重作用時の層間変形角の確認。これらの検討事項について示すとともに、要求値と比較される骨組の応力・保有水平耐力の算定方法を示す。パネルを考慮した骨組の弾塑性解析方法については1960年代から提案がなされている。日置らの一連の研究^{1-6),1-27)}ではパネルの変形・降伏がラーメン構造物全体に及ぼす影響を数式化し、部材の降伏をも含めてパネルを考慮した理想弾塑性ラーメンのたわみ角法を提案している。ほぼ同時期に、田中も同様な提案¹⁻⁷⁾を行っている。本章で示す算定方法では、現状で使用されている計算ツールに応じた方法を示し、より多くの設計者にパネルを考慮した設計を利用できるよう配慮する。すなわち、2章で述べた柱・梁・パネル相互の釣合条件から得られる「節点モーメント」・「節点塑性モーメント」の概念を導入して、パネルを意識することなく、パ

ネルを考慮した弾塑性解析・保有水平耐力の算定が出来る方法について提案を行う。また、斜め 45° 方向から水平力が入力した場合についての検討方法についても述べる。

第7章 結語

本論をまとめる。

なお、本論中の単位は、重量 **ton** 表示となっている。SI 単位系への換算には付録の「SI 単位系への換算表」を参照のこと。

第2章 パネルが骨組の弾性剛性・保有水平耐力に及ぼす影響

2.1 序

本章では、接合部パネルが骨組全体の弾性剛性・保有水平耐力に及ぼす影響について、簡単な十字形骨組を対象として検討する。特にパネルの大きさ・変形・耐力を考慮した場合と無視した場合の差について検討し、パネルを考慮した設計の必要性について示す。また、これらの影響についての考察に先立ち、パネル周りの柱・梁・接合部パネル相互の釣合条件・塑性化部位の判定方法について示す。

パネルが骨組の弾性剛性・保有水平耐力に及ぼす影響について言及した論文には次のようなものがあげられる。日置らは文献 2-1) で、パネルを考慮したたわみ角法を提案し、それを用いた計算例として簡単な静定骨組について変形を計算し、骨組の変形に占めるパネルのせん断変形による変形は 15～20 % であり、弱パネル型の骨組においてはパネルのせん断変形を無視できないものとしている。また、田淵らは文献 2-2) で、中低層の実施建物についてパネル耐力比（パネルの全塑性耐力と柱あるいは梁の全塑性耐力のどちらか小さい方との比）を算定し、パネルが柱や梁よりも先に降伏するケースが多いことを指摘している。そのほかにも関連する研究は多く存在するが、それらは特定の骨組に対する検討であり、広範なパラメータによる検討は見受けられない。本章では、簡単な十字形骨組を用いることで、広範なパラメータによる解析を行い、パネルが骨組の弾性剛性・保有水平耐力に及ぼす影響を定量的に把握することを目的としている。

本章で扱う解析対象は図 2.1 に示す十字形骨組とする。また、柱・には図 2.2 に示す角形鋼管・H 形断面・円形鋼管、梁には H 形断面を用いる。板要素の板厚 t は断面せい d と比較して十分に小さいものと仮定して、各々の断面諸量を断面積 A と断面せい d で次のように表現する。ただし、 I ：断面 2 次モーメント、 Z ：断面係数、 Z_p ：塑性断面係数、 Z_{pn} ：軸力による低減を考慮した塑性断面係数とする。

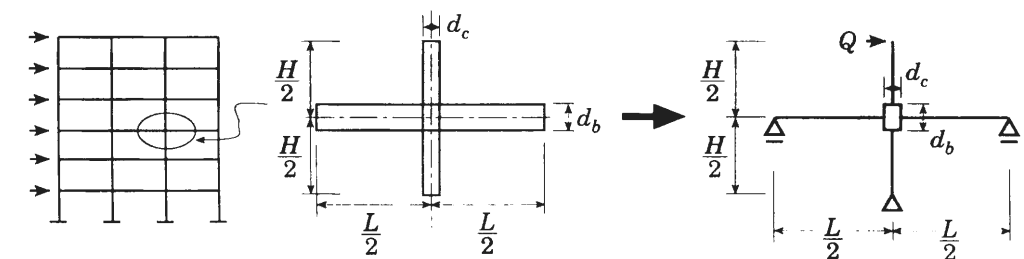


図 2.1 十字形骨組

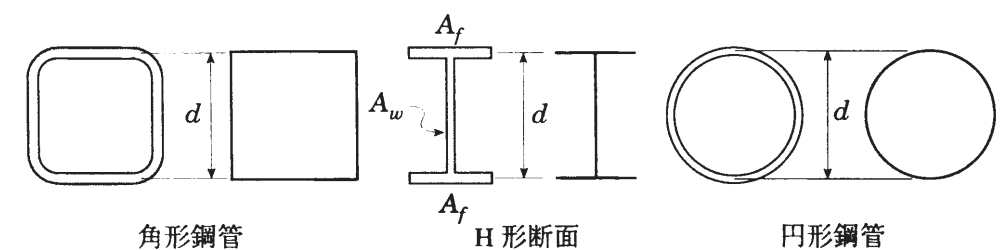


図 2.2 各部材の断面形状

○角形鋼管の場合

$$A = 4 d t \quad (2.1)$$

$$I = 2 \frac{A}{4} \left(\frac{d}{2} \right)^2 + 2 \frac{(A/4) d^2}{12} = \frac{1}{6} A d^2 \quad (2.2)$$

$$Z = \frac{2I}{d} = \frac{1}{3} A d \quad (2.3)$$

$$Z_p = \frac{3}{8} A d \quad (2.4)$$

$$Z_{pn} = \begin{cases} \frac{1}{4} A d \left(1 + \frac{1-4n^2}{2} \right) & (n < 0.5) \\ \frac{1}{2} A d (1-n) & (n \geq 0.5) \end{cases} \quad (2.5)$$

○H 形断面強軸廻り

$$A = 2 A_f + A_w = A_f (2 + \alpha) = A_w \left(\frac{2}{\alpha} + 1 \right) \quad (2.6)$$

$$I = 2 A_f \left(\frac{d}{2} \right)^2 + \frac{A_w d^2}{12} = \frac{6 + \alpha}{12 (2 + \alpha)} A d^2 \quad (2.7)$$

$$Z = \frac{2I}{d} = \frac{6 + \alpha}{6 (2 + \alpha)} A d \quad (2.8)$$

$$Z_p = \frac{4 + \alpha}{4 (2 + \alpha)} A d \quad (2.9)$$

$$Z_{pn} = \begin{cases} \frac{\alpha (4 + \alpha) - n^2 (2 + \alpha)^2}{4 \alpha (2 + \alpha)} A d & \left(n < \frac{A_w}{A} \right) \\ \frac{1}{2} A d (1 - n) & \left(n \geq \frac{A_w}{A} \right) \end{cases} \quad (2.10)$$

○円形鋼管

$$A = \pi d t \quad (2.11)$$

$$I = \frac{\pi}{8} t d^3 = \frac{1}{8} A d^2 \quad (2.12)$$

$$Z = \frac{\pi}{4} t d^2 = \frac{1}{4} A d \quad (2.13)$$

$$Z_p = t d^2 = \frac{1}{\pi} A d \quad (2.14)$$

$$Z_{pn} = \frac{1}{\pi} A d \cos \frac{n\pi}{2} \quad (2.15)$$

ただし、 $\alpha = A_w / A_f$ ：ウェブと片側フランジの断面積比である。 $\alpha = 2$ とすると H 形断面の断面諸量は角形鋼管のそれと等しくなる。 α はせん断変形に寄与するパラメータであり、断面せいが 400mm 以上の FA ランク細幅系列の H 形鋼に対して α は 0.66 ～ 2.90 の範囲にあり、その平均値は 1.36 となる。また、広・中幅系列の H 形鋼に対して α は 0.50 ～ 1.62 の範囲にあり、その平均値は 1.00 となる。

以下では、柱が角形鋼管・H 形断面・円形鋼管、梁が H 形断面で構成される柱梁接合部について考察する。なお、柱と梁の断面諸量を区別するために、柱には左下添字に "c" を、梁には "b" をつける。

2.2 パネル周りの釣合条件と節点モーメント

パネルと柱・梁に作用する力を図 2.3 に示す。図 2.3 に示すパネル周辺の応力は図 2.4 に示す柱・梁のフランジ中心線上にある O_{cU} , O_{cL} , O_{bL} , O_{bR} 点における値を表すものである。以下では、図 2.4 中の柱・梁の中心線の交点 O を節点と呼ぶ。また、 O_{cU} , O_{cL} 点でのモーメントを柱のフェイスモーメント、 O_{bL} , O_{bR} 点でのモーメントを梁のフェイスモーメントと呼ぶ。

梁の曲げモーメントを上下フランジ位置に作用する集中力に置き換えると、パネルに作用するせん断力 ${}_{pc}Q$, ${}_{pb}Q$ は次式で得られる。

$${}_{pc}Q = \frac{{}_bM_L + {}_bM_R}{d_b} - \frac{{}_cQ_U + {}_cQ_L}{2} \quad (2.16)$$

$${}_{pb}Q = \frac{{}_cM_U + {}_cM_L}{d_c} - \frac{{}_bQ_L + {}_bQ_R}{2} \quad (2.17)$$

上式で d_b , d_c はそれぞれ梁と柱のフランジ中心間寸法である。ここで、パネルモーメント ${}_pM$ を次式で定義する。

$${}_pM = {}_{pc}Q d_b = {}_{pb}Q d_c \quad (2.18)$$

また、柱と梁のモーメントに関する釣合条件は次式で表される。

$${}_bM_L + {}_bM_R + \frac{d_c}{2} ({}_bQ_L + {}_bQ_R) = {}_cM_U + {}_cM_L + \frac{d_b}{2} ({}_cQ_U + {}_cQ_L) \quad (2.19)$$

柱・梁・パネル相互の釣合条件は (2.16)～(2.19) 式を整理して次式で得られる。

$${}_cM_U^* + {}_cM_L^* = {}_bM_L^* + {}_bM_R^* = {}_pM^* \quad (2.20)$$

ただし、

$${}_cM_U^* = {}_cM_U + \frac{{}_cQ_U d_b}{2}, \quad {}_cM_L^* = {}_cM_L + \frac{{}_cQ_L d_b}{2} \quad (2.21), (2.22)$$

$${}_bM_L^* = {}_bM_L + \frac{{}_bQ_L d_c}{2}, \quad {}_bM_R^* = {}_bM_R + \frac{{}_bQ_R d_c}{2} \quad (2.23), (2.24)$$

$${}_pM^* = {}_pM + \frac{d_c}{2} ({}_bQ_L + {}_bQ_R) + \frac{d_b}{2} ({}_cQ_U + {}_cQ_L) \quad (2.25), (2.26)$$

${}_cM_U^*$, ${}_cM_L^*$, ${}_bM_L^*$, ${}_bM_R^*$, ${}_pM^*$ をそれぞれ柱・梁・パネルの「節点モーメント」と呼ぶ。

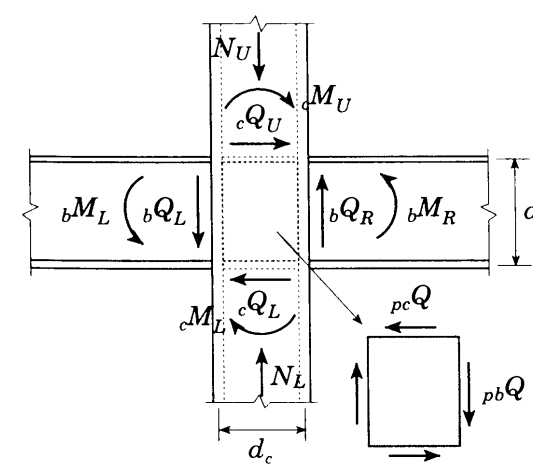


図 2.3 パネル・柱・梁の作用応力

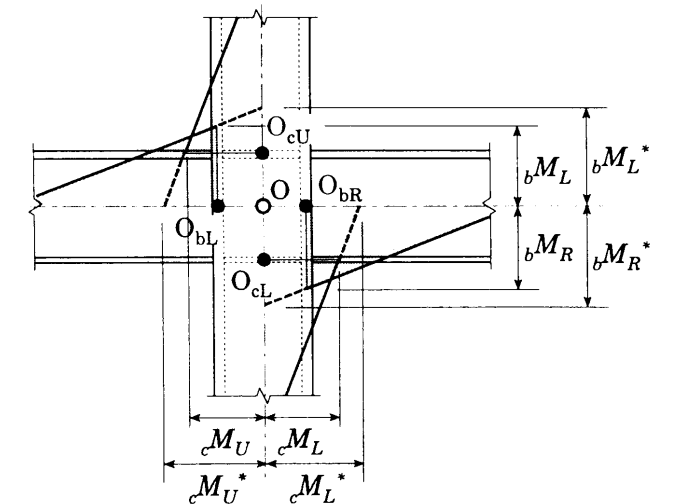


図 2.4 フェイスモーメントと節点モーメント

2.3 節点塑性モーメントと部材間耐力比

崩壊機構形成時に各節点のどの部位（柱・梁・パネル）が塑性化するかを決定するために以下に示す「節点塑性モーメント」を導入する．柱・梁の全塑性モーメント・パネルの全塑性パネルモーメントの記号と骨組の寸法を図 2.5 のように表す．柱・梁が塑性化するときはそれぞれのフェイズモーメントが全塑性モーメント ${}_cM_p, {}_bM_p$ に達したときとし、パネルの場合はパネルモーメントが全塑性パネルモーメント ${}_pM_p$ に達したときとする．各部位が塑性化するときの節点モーメント ${}_cM_U^*, {}_cM_L^*, {}_bM_L^*, {}_bM_R^*, {}_pM^*$ をそれぞれ ${}_cM_{pU}^*, {}_cM_{pL}^*, {}_bM_{pL}^*, {}_bM_{pR}^*, {}_pM_p^*$ で表し、各々を柱・梁・パネルの「節点塑性モーメント」と呼ぶ．これらは柱・梁の全塑性モーメント・パネルの全塑性パネルモーメントを用いて次式で表される．

$${}_cM_{pU}^* = {}_cM_{pU} + \frac{{}_cQ_U d_b}{2}, \quad {}_cM_{pL}^* = {}_cM_{pL} + \frac{{}_cQ_L d_b}{2} \quad (2.27), (2.28)$$

$${}_bM_{pL}^* = {}_bM_{pL} + \frac{{}_bQ_L d_c}{2}, \quad {}_bM_{pR}^* = {}_bM_{pR} + \frac{{}_bQ_R d_c}{2} \quad (2.29), (2.30)$$

$${}_pM_p^* = {}_pM_p + \frac{d_c}{2} ({}_bQ_L + {}_bQ_R) + \frac{d_b}{2} ({}_cQ_U + {}_cQ_L) \quad (2.31)$$

ただし、柱の全塑性モーメント ${}_cM_p$ には崩壊機構形成時の軸力による低減を考慮した全塑性モーメントを用いる．また、式中のせん断力 Q は崩壊機構形成時に作用しているせん断力である．

骨組に作用する力が増大すると、(2.20) 式の釣合条件を保持して ${}_cM_U^* + {}_cM_L^* + {}_bM_L^* + {}_bM_R^* + {}_pM^*$ が増大する．これらのうちで最初に ${}_cM_{pU}^* + {}_cM_{pL}^* + {}_bM_{pL}^* + {}_bM_{pR}^* + {}_pM_p^*$ に達した部位が塑性化する．したがって、各節点において (2.27)～(2.31) 式より得られる三つの値

$${}_cM_{pU}^* + {}_cM_{pL}^*, \quad {}_bM_{pL}^* + {}_bM_{pR}^*, \quad {}_pM_p^*$$

を比較して最小値を選択すれば、各節点毎に塑性化部位を決定することができる．

さらに上記の考え方に基づけば、崩壊時の各節点における塑性化部位を決定する指標となる部材間耐力比（柱梁耐力比・パネル柱耐力比・パネル梁耐力比）は、単なる部材の全塑性耐力の比ではなく、柱の節点塑性モーメント和・梁の節点塑性モーメント和・パネルの節点塑性モーメント相互の比として定義される必要がある．すなわち、本論では部材間耐力比（柱梁耐力比 ${}_{cb}R_p^*$ ・パネル柱耐力比 ${}_{pc}R_p^*$ ・パネル梁耐力比 ${}_{pb}R_p^*$ ）を以下の式で定義する．

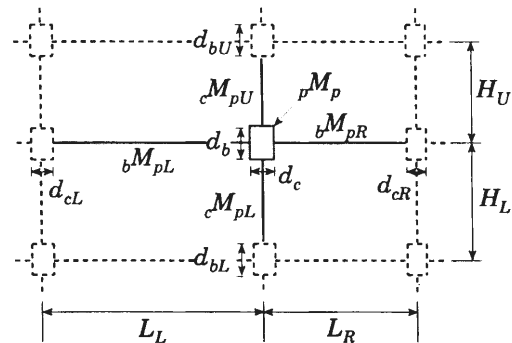


図 2.5 骨組寸法と各部材の全塑性モーメント

$${}_{cb}R_p^* = \frac{{}_cM_{pU}^* + {}_cM_{pL}^*}{{}_bM_{pL}^* + {}_bM_{pR}^*} \quad (2.32)$$

$${}_{pc}R_p^* = \frac{{}_pM_p^*}{{}_cM_{pU}^* + {}_cM_{pL}^*} \quad (2.33)$$

$${}_{pb}R_p^* = \frac{{}_pM_p^*}{{}_bM_{pL}^* + {}_bM_{pR}^*} \quad (2.34)$$

また、パネル耐力比 ${}_pR_p^*$ を次式で定義する．

$${}_pR_p^* = \frac{{}_pM_p^*}{\text{Min.} [{}_cM_{pU}^* + {}_cM_{pL}^*, {}_bM_{pL}^* + {}_bM_{pR}^*]} \quad (2.35)$$

なお、(2.32)～(2.35) で表される耐力比は、パネルの大きさを無視する（すなわち、(2.27)～(2.31) 式中の $d_b = d_c = 0$ ）と従各部材の全塑性モーメントの比として表される従来の耐力比と同じ式となることを付記しておく．

2.4 パネルが骨組の弾性変形に及ぼす影響

本節では十字形骨組を対象にパネルが骨組の弾性変形に及ぼす影響について考察する．図 2.1 の十字形骨組に対して次の仮定を用いる．

- [1] パネルは柱と同じ断面である．
- [2] パネル及び部材のせん断変形を考慮する．
- [3] 柱の軸方向変形は考慮しない．

十字形骨組の弾性層間変形 δ^* は、図 2.6 に示すように柱による弾性層間変形成分 δ_c^* 、梁による弾性層間変形成分 δ_b^* 、パネルによる弾性層間変形成分 δ_p^* の和で表される．すなわち、

$$\delta^* = \delta_c^* + \delta_b^* + \delta_p^* \quad (2.36)$$

ここで、 k を柱梁剛比とし、次式で定義する．

$$K_c = \frac{I_c}{H}, \quad K_b = \frac{I_b}{L}, \quad k = \frac{K_c}{K_b} = \frac{L}{H} \cdot \frac{I_c}{I_b} \quad (2.37)$$

仮定[1]～[3]より柱・梁・パネルの弾性層間変形成分はそれぞれ次式で表される．

$$\delta_c^* = 2 \left\{ \frac{Q}{3EI_c} \left(\frac{H}{2} - \frac{d_b}{2} \right)^3 + \frac{Q}{GA_{cw}} \left(\frac{H}{2} - \frac{d_b}{2} \right) \right\} \quad (2.38)$$

$$\delta_b^* = \frac{2H}{L} \left\{ \frac{Q}{3EI_b} \frac{H}{L} \left(\frac{L}{2} - \frac{d_c}{2} \right)^3 + \frac{Q}{GA_{bw}} \frac{H}{L} \left(\frac{L}{2} - \frac{d_c}{2} \right) \right\} \quad (2.39)$$

$$\delta_p^* = \frac{QH^2}{GA_{cw}d_B} \left(1 - \frac{d_b}{H} - \frac{d_c}{L} \right)^2 \quad (2.40)$$

また、パネルの大きさを無視した場合の柱・梁の弾性層間変形成分 δ_c 、 δ_b は次式で得られる．

$$\delta_c = 2 \left\{ \frac{Q}{3EI_c} \left(\frac{H}{2} \right)^3 + \frac{Q}{GA_{cw}} \frac{H}{2} \right\} \quad (2.41)$$

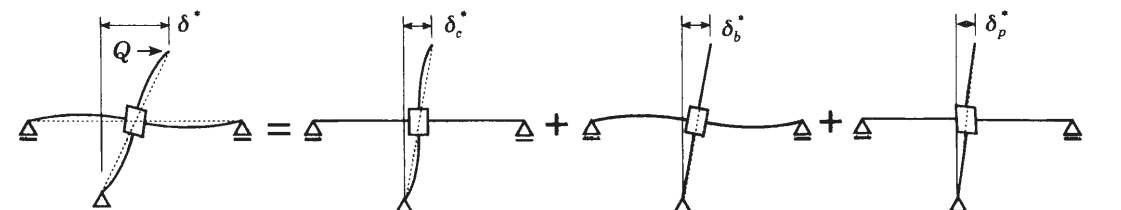


図 2.6 十字形骨組の弾性層間変形

$$\delta_b = \frac{2H}{L} \left\{ \frac{Q}{3EI_b} \frac{H}{L} \left(\frac{L}{2} \right)^3 + \frac{Q}{GA_{bw}} \frac{H}{L} \frac{L}{2} \right\} \quad (2.42)$$

仮定 [1] ～ [3] 及び (2.37) 式より, (2.38) ～ (2.40) 式を整理すると次式を得る.

$$\delta_c^* = \begin{cases} \frac{QH^3}{12EI_c} \left(1 - \frac{d_b}{d_c} \cdot \frac{d_c}{H} \right) \left\{ \left(1 - \frac{d_b}{d_c} \cdot \frac{d_c}{H} \right)^2 + \frac{4E}{G} \left(\frac{d_c}{H} \right)^2 \right\} & \text{: 角形鋼管} \\ \frac{QH^3}{12EI_c} \left(1 - \frac{d_b}{d_c} \cdot \frac{d_c}{H} \right) \left\{ \left(1 - \frac{d_b}{d_c} \cdot \frac{d_c}{H} \right)^2 + \frac{12E}{G} \left(\frac{d_c}{H} \right)^2 \frac{6 + \alpha_c}{12\alpha_c} \right\} & \text{: H 形断面} \\ \frac{QH^3}{12EI_c} \left(1 - \frac{d_b}{d_c} \cdot \frac{d_c}{H} \right) \left\{ \left(1 - \frac{d_b}{d_c} \cdot \frac{d_c}{H} \right)^2 + \frac{3E}{G} \left(\frac{d_c}{H} \right)^2 \right\} & \text{: 円形鋼管} \end{cases} \quad (2.43)$$

$$\delta_b^* = \frac{QH^3}{12EI_c} \cdot k \left(1 - \frac{d_c}{H} \cdot \frac{H}{L} \right) \left\{ \left(1 - \frac{d_c}{H} \cdot \frac{H}{L} \right)^2 + \frac{12E}{G} \left(\frac{d_b}{d_c} \frac{d_c}{H} \frac{H}{L} \right)^2 \frac{6 + \alpha_b}{12\alpha_b} \right\} \quad (2.44)$$

$$\delta_p^* = \begin{cases} \frac{QH^3}{12EI_c} \cdot \frac{4E}{G} \cdot \frac{d_c}{H} \cdot \frac{d_c}{d_b} \cdot \left(1 - \frac{d_b}{d_c} \cdot \frac{d_c}{H} - \frac{d_c}{H} \cdot \frac{H}{L} \right)^2 & \text{: 角形鋼管} \\ \frac{QH^3}{12EI_c} \cdot \frac{12E}{G} \cdot \frac{d_c}{H} \cdot \frac{d_c}{d_b} \cdot \frac{6 + \alpha_c}{12\alpha_c} \cdot \left(1 - \frac{d_b}{d_c} \cdot \frac{d_c}{H} - \frac{d_c}{H} \cdot \frac{H}{L} \right)^2 & \text{: H 形断面} \\ \frac{QH^3}{12EI_c} \cdot \frac{3E}{G} \cdot \frac{d_c}{H} \cdot \frac{d_c}{d_b} \cdot \left(1 - \frac{d_b}{d_c} \cdot \frac{d_c}{H} - \frac{d_c}{H} \cdot \frac{H}{L} \right)^2 & \text{: 円形鋼管} \end{cases} \quad (2.45)$$

パネルの大きさを無視した場合の柱・梁の弾性層間変形成分 δ_c , δ_b は (2.41), (2.42) 式より次式で得られる.

$$\delta_c = \begin{cases} \frac{QH^3}{12EI_c} \left\{ 1 + \frac{4E}{G} \left(\frac{d_c}{H} \right)^2 \right\} & \text{: 角形鋼管} \\ \frac{QH^3}{12EI_c} \left\{ 1 + \frac{12E}{G} \left(\frac{d_c}{H} \right)^2 \frac{6 + \alpha_c}{12\alpha_c} \right\} & \text{: H 形鋼} \\ \frac{QH^3}{12EI_c} \left\{ 1 + \frac{3E}{G} \left(\frac{d_c}{H} \right)^2 \right\} & \text{: 円形鋼管} \end{cases} \quad (2.46)$$

$$\delta_b = \frac{QH^3}{12EI_c} \cdot k \left\{ 1 + \frac{12E}{G} \left(\frac{d_b}{d_c} \frac{d_c}{H} \frac{H}{L} \right)^2 \frac{6 + \alpha_b}{12\alpha_b} \right\} \quad (2.47)$$

上式から, 骨組の弾性層間変形に占める柱・梁・パネルの弾性層間変形成分の割合には次の 5 つのパラメータ (柱が H 形断面の場合は括弧内の α_c を含めた 6 つ) が関与する事がわかる.

$$k, \frac{d_b}{d_c}, \frac{d_c}{H}, \frac{H}{L}, \alpha_b, \alpha_c$$

角形鋼管柱・H 形断面柱・円形鋼管柱十字形骨組の算定例をそれぞれ図 2.7 ～ 2.9 に示す. 各図には, パネルを考慮した場合の柱・梁・パネルの弾性層間変形成分を骨組の弾性層間変形で無次元化して示す (以下, 単に弾性変形比と呼ぶ). 各図の横軸はすべて柱梁剛比 k である. 図より読みとれることを以下に列記する.

- ・ 柱梁剛比 k が増大すれば, 柱・パネルの弾性変形比は減少し, 梁の弾性変形比は増大する.
- ・ 梁柱せい比 (パネルのアスペクト比) d_b/d_c が増大すれば梁の弾性変形比は増大し, 柱・パネルの弾性変形比は減少する. これは, その他のパラメータを一定と考えたときに d_b/d_c が大きくなると, 梁の長さが長くなるためである.
- ・ 階高スパン比 H/L が増大すればパネルの弾性変形比は増大し, 柱・梁の弾性変形比は減少する. ただし, 梁に比べて柱の弾性変形比の減少は小さい.
- ・ 角形鋼管柱の場合, パネルによる弾性層間変形は骨組全体の 2 割程度となる. H 形断面柱の

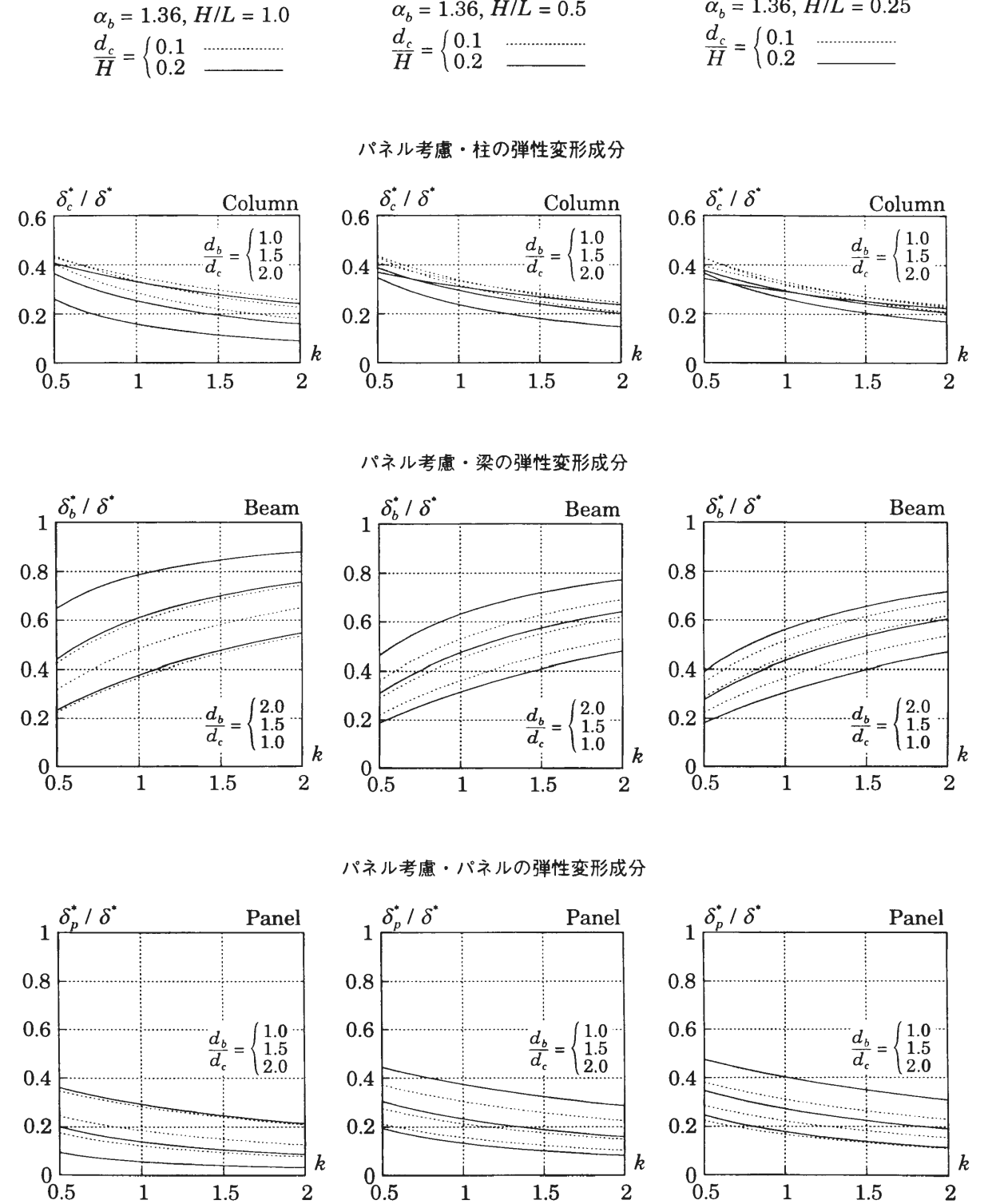


図 2.7 柱・梁・パネルの弾性変形成分 (角形鋼管柱)

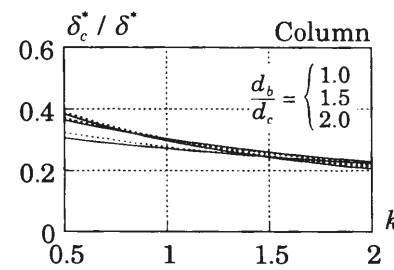
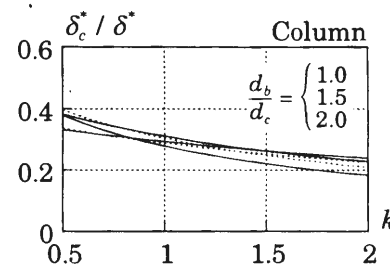
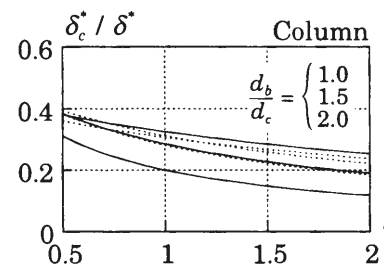


$$\alpha_c = 1.00, \alpha_b = 1.36, \\ H/L = 1.0 \\ \frac{d_c}{H} = \begin{cases} 0.1 & \text{---} \\ 0.2 & \text{---} \end{cases}$$

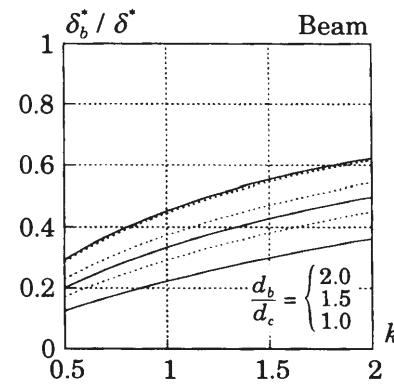
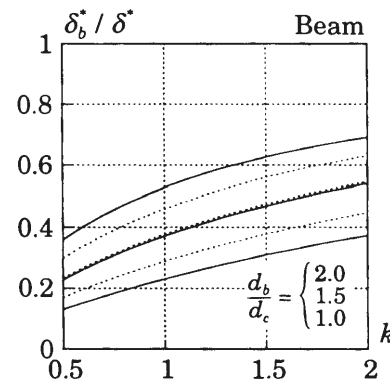
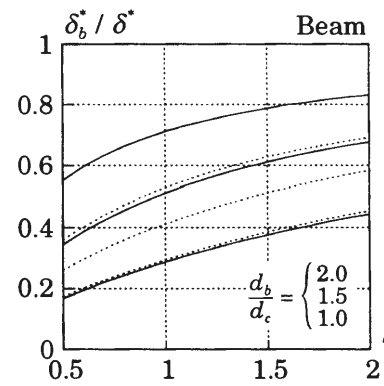
$$\alpha_c = 1.00, \alpha_b = 1.36, \\ H/L = 0.5 \\ \frac{d_c}{H} = \begin{cases} 0.1 & \text{---} \\ 0.2 & \text{---} \end{cases}$$

$$\alpha_c = 1.00, \alpha_b = 1.36, \\ H/L = 0.25 \\ \frac{d_c}{H} = \begin{cases} 0.1 & \text{---} \\ 0.2 & \text{---} \end{cases}$$

パネル考慮・柱の弾性変形成分



パネル考慮・梁の弾性変形成分



パネル考慮・パネルの弾性変形成分

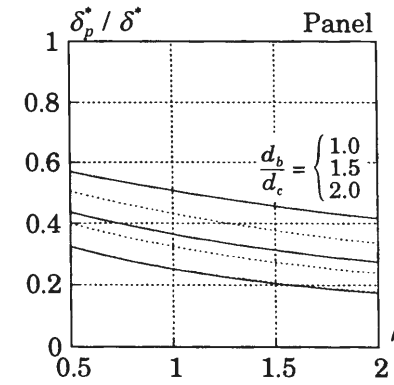
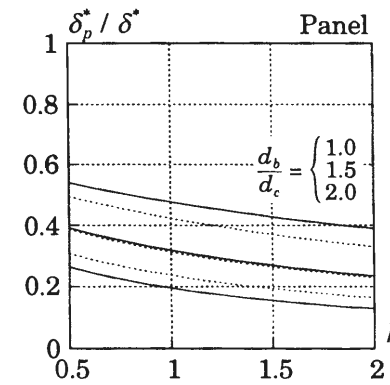
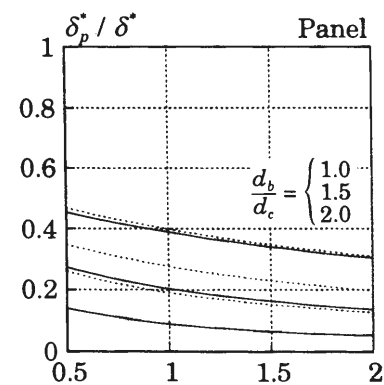


図 2.8 柱・梁・パネルの弾性変形成分 (H 形断面柱)

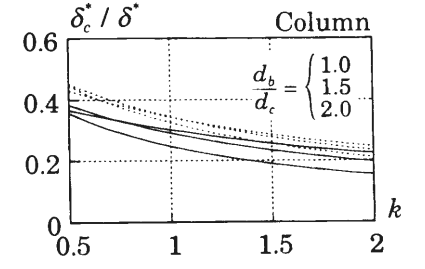
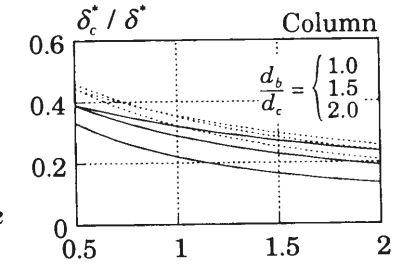
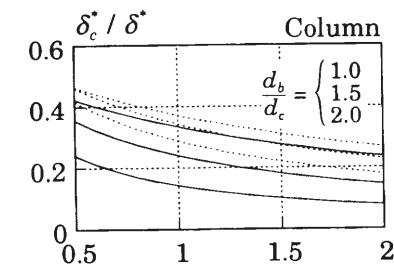


$$\alpha_b = 1.36, H/L = 1.0 \\ \frac{d_c}{H} = \begin{cases} 0.1 & \text{---} \\ 0.2 & \text{---} \end{cases}$$

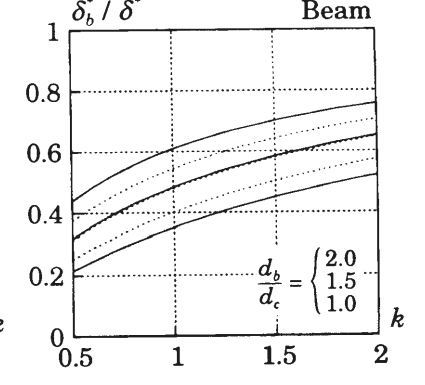
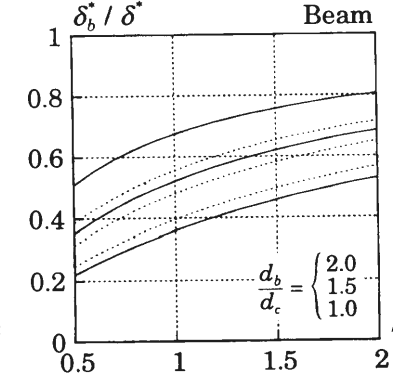
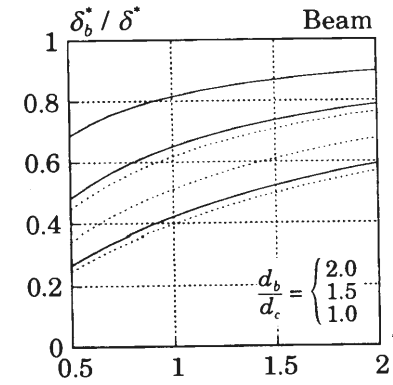
$$\alpha_b = 1.36, H/L = 0.5 \\ \frac{d_c}{H} = \begin{cases} 0.1 & \text{---} \\ 0.2 & \text{---} \end{cases}$$

$$\alpha_b = 1.36, H/L = 0.25 \\ \frac{d_c}{H} = \begin{cases} 0.1 & \text{---} \\ 0.2 & \text{---} \end{cases}$$

パネル考慮・柱の弾性変形成分



パネル考慮・梁の弾性変形成分



パネル考慮・パネルの弾性変形成分

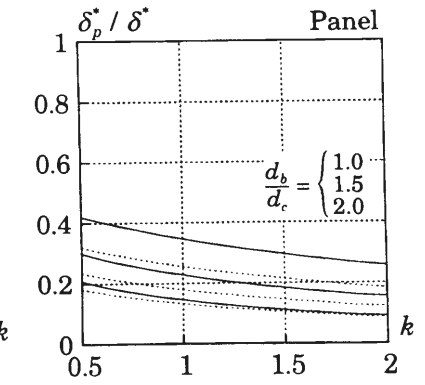
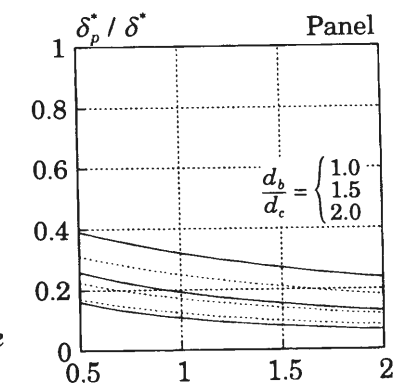
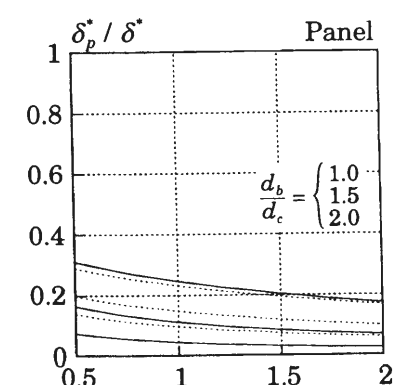


図 2.9 柱・梁・パネルの弾性変形成分 (円形鋼管柱)

場合は角形鋼管柱の場合と比較してパネルの弾性層間変形が大きくなり、骨組全体の3割程度になる。円形鋼管柱の場合は同パラメータの角形鋼管よりパネルによる弾性層間変形は小さくなり、骨組全体の1.5割程度となる。

図2.10にパネルを考慮した場合の骨組の弾性層間変形 δ^* とパネルを無視した場合の骨組の弾性層間変形 δ の比を示す。縦軸に示す δ^*/δ が1よりも小さい場合には、パネルを無視した場合の変形が大きく評価されることを意味している。図より読みとれることを以下に列記する。

- ・同一パラメータで比較した場合には、H形断面柱・角形鋼管柱・円形鋼管柱の順に δ^*/δ が小さくなる。
- ・アスペクト比 d_b/d_c が大きくなると、 δ^*/δ は小さくなる。
- ・角形鋼管柱・円形鋼管の場合、今回想定したパラメータの範囲では d_b/d_c が1.5以上ならばパネルを無視した場合よりもパネルを考慮した場合の弾性層間変形が小さくなる。また、 d_b/d_c が1.0の場合についても、パネルを考慮した場合の層間変形は無視した場合の、1割程度

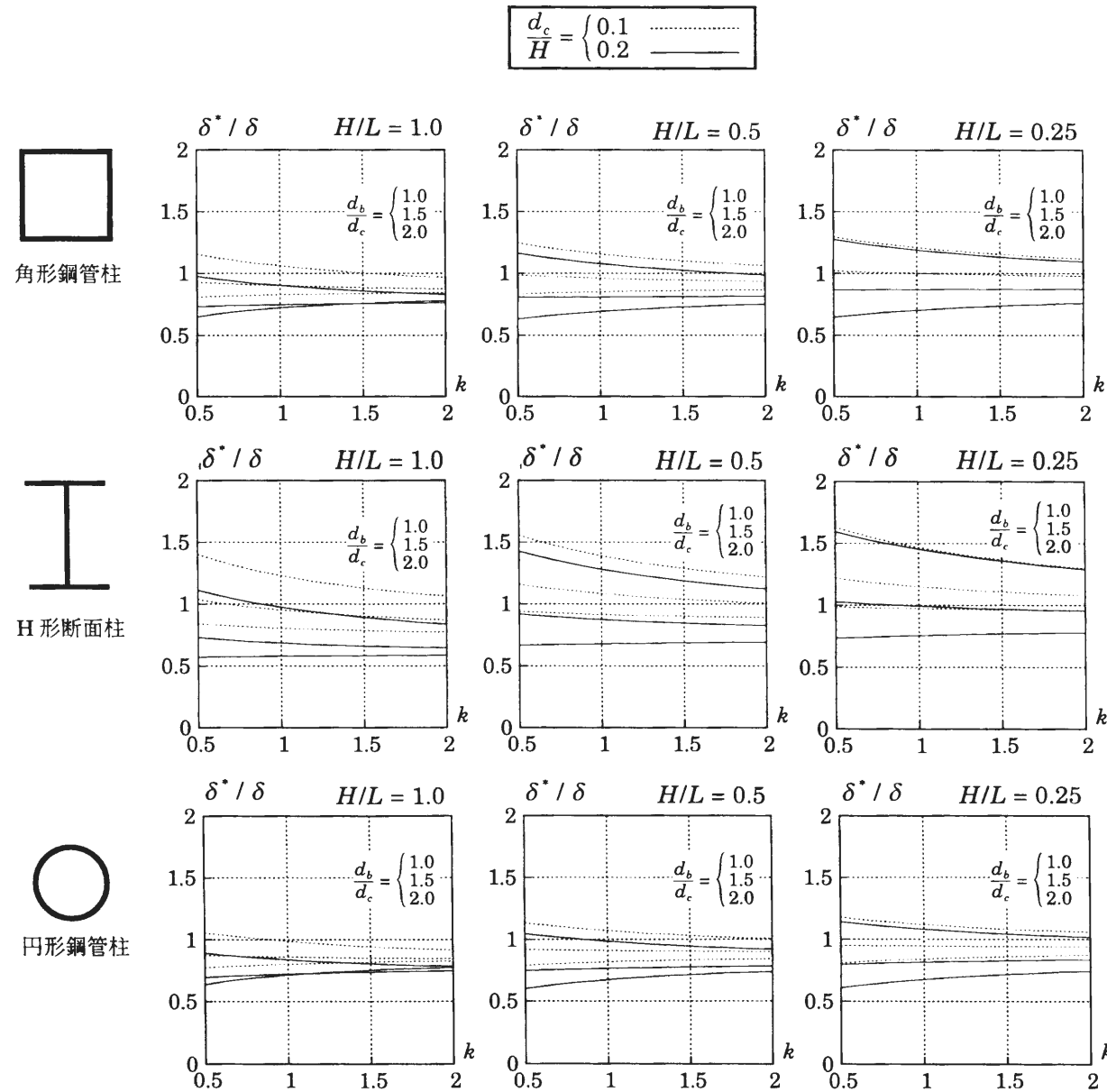


図2.10 パネルを考慮した場合と無視した場合の骨組の弾性層間変形比

大きくなるだけである。

- ・H形断面柱の場合、今回想定したパラメータの範囲では d_b/d_c が1.5以上ならばパネルを考慮した場合の層間変形は無視した場合と比較してほぼ同等以下になる。ただし、 d_b/d_c が1.0の場合、パネルを無視するとパネルを考慮した場合と比較して層間変形を1～3割程度過小評価する。

2.5 パネルが塑性化部位の判定に及ぼす影響

本節では十字形骨組を対象にパネルが部材間耐力比すなわち崩壊機構形成時の塑性化部位に及ぼす影響について考察する。柱・梁・パネルの節点塑性モーメントは(2.27)～(2.31)式より得られる。(2.27)～(2.30)式中のせん断力は、それぞれ柱端・梁端のモーメントが全塑性値になった時のせん断力である。

図2.1の十字形骨組の場合、これらのせん断力は次式で表すことができる。

$${}_c Q_U = {}_c Q_L = \frac{2 {}_c M_p}{H - d_b} \quad \text{ただし, } {}_c M_{pU} = {}_c M_{pL} = {}_c M_p \quad (2.48)$$

$${}_b Q_L = {}_b Q_R = \frac{2 {}_b M_p}{L - d_c} \quad \text{ただし, } {}_b M_{pL} = {}_b M_{pR} = {}_b M_p \quad (2.49)$$

(2.31)式中のせん断力はパネルの節点モーメントが節点塑性モーメントのなったときの柱・梁のせん断力とする。十字形骨組の場合には次式で得られる。

$${}_c Q_U = {}_c Q_L = \frac{{}_p M_p^*}{H}, \quad {}_b Q_L = {}_b Q_R = \frac{{}_p M_p^*}{L} \quad (2.50), (2.51)$$

以上の(2.48)～(2.51)式を(2.27)～(2.31)式に代入して整理すると次式を得る。

$${}_c M_{pU} = {}_c M_{pL} = {}_c M_p^* = \frac{1}{1 - \frac{d_b}{H}} {}_c M_p \quad (2.52)$$

$${}_b M_{pL} = {}_b M_{pR} = {}_b M_p^* = \frac{1}{1 - \frac{d_c}{L}} {}_b M_p \quad (2.53)$$

$${}_p M_p^* = \frac{1}{1 - \left(\frac{d_c}{L} + \frac{d_b}{H} \right)} {}_p M_p \quad (2.54)$$

同様に柱梁耐力比・パネル柱耐力比・パネル梁耐力比はそれぞれ(2.32)～(2.34)式より次式で表せる。

$${}_{cb} R_p^* = \frac{1 - d_c/L}{1 - d_b/H} \cdot {}_{cb} R_p \quad \text{ただし, } {}_{cb} R_p = \frac{{}_c M_p}{{}_b M_p} \quad (2.55)$$

$${}_{pc} R_p^* = \frac{1 - d_b/H}{1 - (d_c/L + d_b/H)} \cdot {}_{pc} R_p \quad \text{ただし, } {}_{pc} R_p = \frac{{}_p M_p}{{}_c M_p} \quad (2.56)$$

$${}_{pb} R_p^* = \frac{1 - d_c/L}{1 - (d_c/L + d_b/H)} \cdot {}_{pb} R_p \quad \text{ただし, } {}_{pb} R_p = \frac{{}_p M_p}{{}_b M_p} \quad (2.57)$$

上式中の ${}_{cb} R_p$ 、 ${}_{pc} R_p$ 、 ${}_{pb} R_p$ は柱の全塑性モーメント和・梁の全塑性モーメント和・パネルの全塑性パネルモーメント相互の比であり、パネルの大きさによる影響を無視した指標となっている。パネルの大きさを考慮した場合と無視した場合のパネル梁耐力比・パネル柱耐力比・柱梁耐力比の関係 ${}_{pb} R_p^*/{}_{pb} R_p \cdot {}_{pc} R_p^*/{}_{pc} R_p \cdot {}_{cb} R_p^*/{}_{cb} R_p$ を図2.11～2.13にそれぞれ示す。これらの耐力比の関数に及ぼすパラメータは d_b/H 、 d_c/L の2つで、前者を横軸に、後者をパラメータにとって表している。図2.10よりパネル梁耐力比 ${}_{pb} R_p$ は、 ${}_{pb} R_p^*$ と比較して小さくなることがわかる。また d_b/H が大きくなるほど、 d_c/L が小さくなるほど、 ${}_{pb} R_p^*/{}_{pb} R_p$ は大きくなる。同様に、図2.11よりパネル柱耐力比 ${}_{pc} R_p$ は、 ${}_{pc} R_p^*$ と

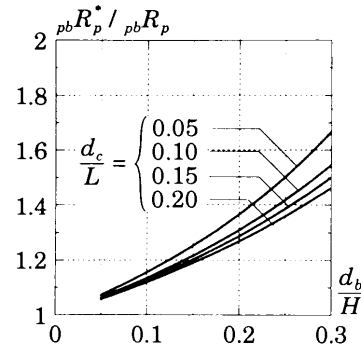


図 2.10 パネル梁耐力比の定義の相違による影響

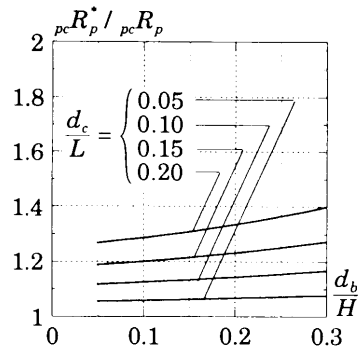


図 2.11 パネル柱耐力比の定義の相違による影響

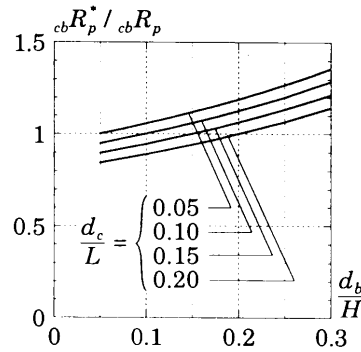


図 2.12 柱梁耐力比の定義の相違による影響

比較して小さくなることがわかる。図 2.12 の柱梁耐力比 $_{cb}R_p^*$ と $_{cb}R_p$ の大小関係は d_b/H , d_c/L によって異なることがわかる。以上の結果より、本章で定義したパネルの大きさを考慮した部材間耐力比 R_p^* でなく、パネルの大きさを無視した部材間耐力比 R_p を用いると、崩壊機構形成時の塑性化部位の判定を誤ることがわかる。

次にパネル柱耐力比について検討する。柱を図 2.2 に示す角形鋼管・H 形断面・円形鋼管，梁を H 形断面とし，柱とパネルを同じ断面であると仮定する。パネル内（円形鋼管の場合は全断面）に一樣なせん断応力場を仮定し，さらに断面内に一樣に軸力が作用していると仮定すると全塑性パネルモーメントは次式で表される。

$$_pM_p = \begin{cases} \frac{1}{2} A d_b \sqrt{1-n^2} \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} & : \text{角形鋼管} \\ \frac{\alpha_c}{2+\alpha_c} A d_b \sqrt{1-n^2} \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} & : \text{H 形断面} \\ \frac{2}{\pi} A d_b \sqrt{1-n^2} \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} & : \text{円形鋼管} \end{cases} \quad (2.58)$$

ただし， n は軸力比， σ_y は降伏応力度である。パネル柱耐力比は次式で表される。

$$\text{角形鋼管} : _pR_p^* = \begin{cases} \frac{1-d_b/H}{1-(d_c/L+d_b/H)} \cdot \frac{\sqrt{1-n^2}}{\sqrt{3}} \cdot \frac{2}{3-4n^2} \cdot \frac{d_b}{d_c} & : (n < 0.5) \\ \frac{1-d_b/H}{1-(d_c/L+d_b/H)} \cdot \frac{\sqrt{1-n^2}}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1}{2(1-n)} \cdot \frac{d_b}{d_c} & : (n \geq 0.5) \end{cases} \quad (2.59)$$

$$\text{H 形断面} : _pR_p^* = \begin{cases} \frac{1-d_b/H}{1-(d_c/L+d_b/H)} \cdot \frac{\sqrt{1-n^2}}{\sqrt{3}} \cdot \frac{2\alpha^2}{\alpha(4+\alpha)-n^2(2+\alpha)^2} \cdot \frac{d_b}{d_c} & : \left(n < \frac{A_w}{A}\right) \\ \frac{1-d_b/H}{1-(d_c/L+d_b/H)} \cdot \frac{\sqrt{1-n^2}}{\sqrt{3}} \cdot \frac{\alpha}{(1-n)(2+\alpha)} \cdot \frac{d_b}{d_c} & : \left(n \geq \frac{A_w}{A}\right) \end{cases} \quad (2.60)$$

$$\text{円形鋼管} : _pR_p^* = \frac{1-d_b/H}{1-(d_c/L+d_b/H)} \cdot \frac{\sqrt{1-n^2}}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1}{\cos \frac{n\pi}{2}} \cdot \frac{d_b}{d_c} \quad (2.61)$$

上式より，パネル柱耐力比に関係する構造パラメータは以下の 4 つとなる。ただし，H 形断面柱の場合は括弧内の α_c が加わる。

$$n, d_b/d_c, d_c/L, H/L \quad (, \alpha_c)$$

各構造パラメータに対するパネル柱耐力比の算定結果を図 2.13 ～ 2.15 に示す。それぞれ柱が角形鋼管・H 形断面・円形鋼管に対応している。すべての構造パラメータに対してパネル柱耐力比が 1 以

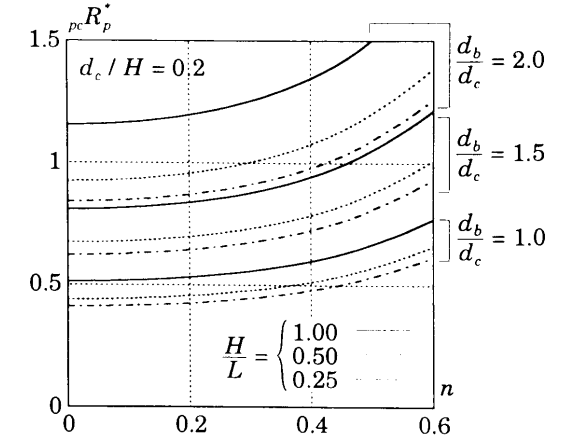
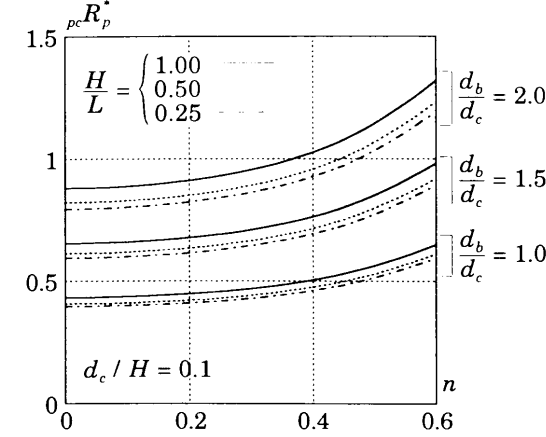


図 2.13 パネル柱耐力比（角形鋼管）

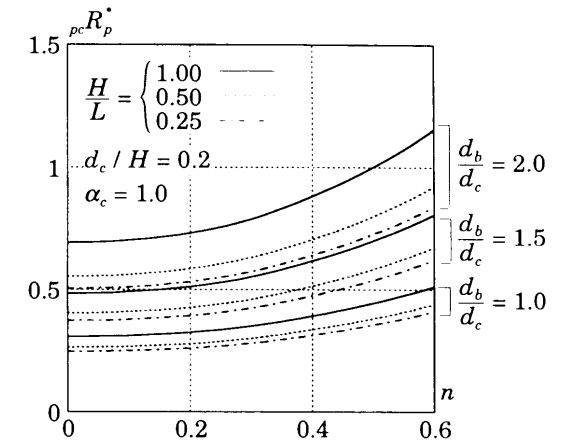
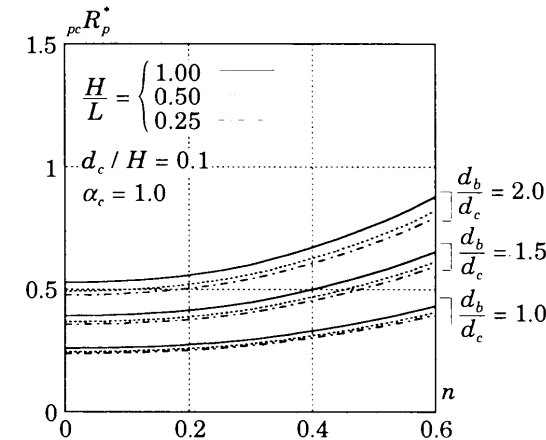


図 2.14 パネル柱耐力比（H 形断面）

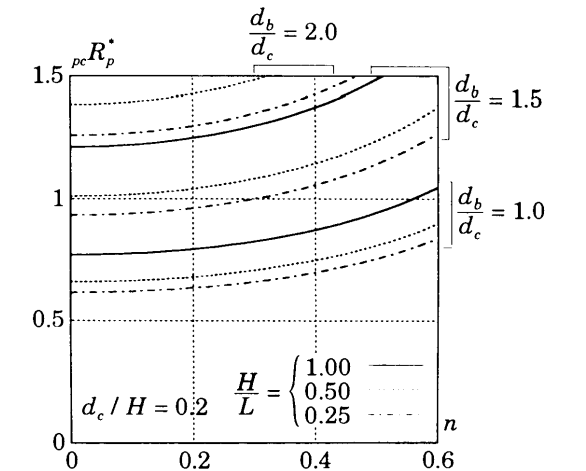
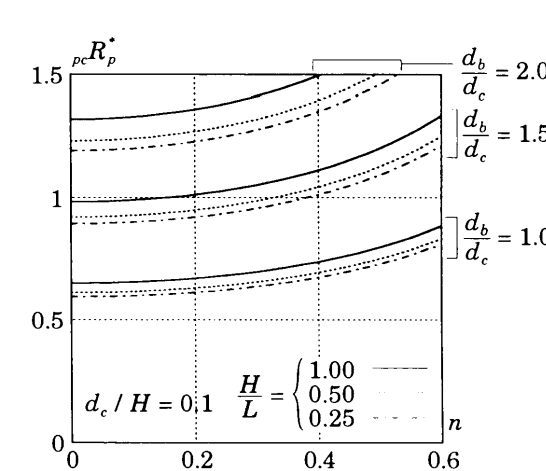


図 2.15 パネル柱耐力比（円形鋼管）

下の場合，すなわち柱よりパネルの方が弱い場合が多く，特にアスペクト比 d_b/d_c が 1.5 以下ではパネル柱耐力比はほとんど 1 以下となる。したがって，パネル上下の柱に塑性ヒンジが形成される前にパネル降伏が先行することになる。柱が角形鋼管の場合と円形鋼管の場合を比較する。構造パラメータの変化に伴う，両者の耐力比の変化の傾向は一致する。ただし，同一パラメータで比較すると円形鋼管の耐力比が大きくなる。また，H 形断面の場合は，角形鋼管，円形鋼管の場合と比較して，パネルの耐力がかなり小さくなる。

2.6 パネルが保有水平耐力に及ぼす影響

図 2.1 に示す十字形骨組を対象に、パネルを考慮した場合と無視した場合の保有水平耐力の差異に及ぼす影響について考察する。柱は図 2.2 に示す角形鋼管・H 形断面・円形鋼管、梁は H 形断面で構成されるものとする。

十字形骨組の保有水平耐力 Q_u^* は次式で得られる。

$$Q_u^* = \text{Min.} \{ 2 {}_cM_p^*, 2 {}_bM_p^*, {}_pM_p^* \} \times \frac{1}{H} \quad (2.62)$$

一方、パネルを無視した場合の保有水平耐力 Q_u は次式で得られる。

$$Q_u = \text{Min.} \{ 2 {}_cM_p, 2 {}_bM_p \} \times \frac{1}{H} \quad (2.63)$$

ここでは、柱梁耐力比 ${}_{cb}R_p$ を次式で定義する。

$${}_{cb}R_p = {}_cM_p / {}_bM_p \quad (2.64)$$

(2.62), (2.63) 式よりパネルを考慮した場合の保有水平耐力とそれを無視した場合の保有水平耐力の比 Q_u^*/Q_u が得られる。この値には次の 5 つのパラメータ（柱が H 形断面の場合は括弧内の α_c を含めた 6 つ）が関与する。

$$n, \frac{d_b}{d_c}, \frac{d_c}{H}, \frac{H}{L}, \alpha_b, (\alpha_c)$$

Q_u^*/Q_u の算定結果を図 2.16, 2.17 に示す。 H/L をパラメータとして、縦軸に Q_u^*/Q_u を、横軸に ${}_{cb}R_p$ を示す。図中の太線は $d_c/H = 0.2$ の場合を、細線は $d_c/H = 0.1$ の場合を示す。パネルを無視した

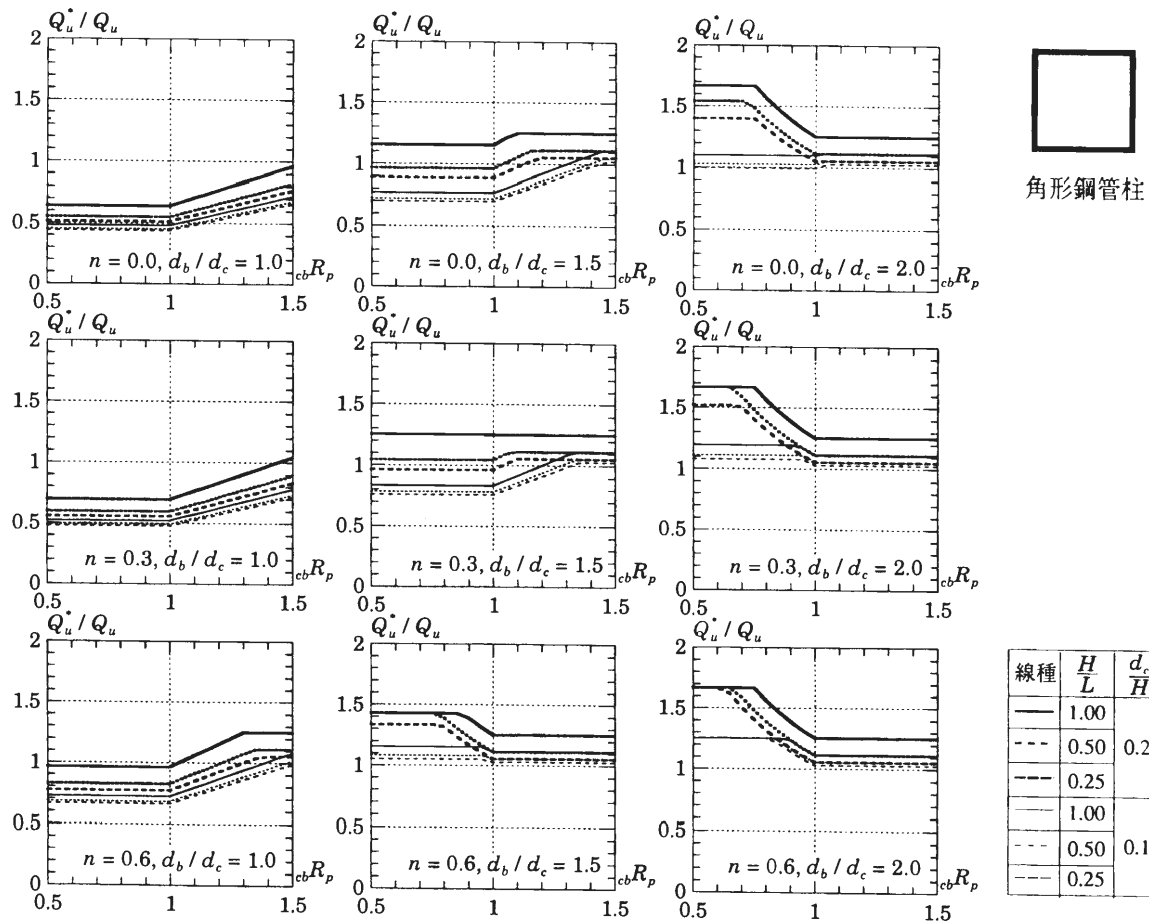


図 2.16 パネルを考慮した場合と無視した場合の保有水平耐力比（角形鋼管柱）

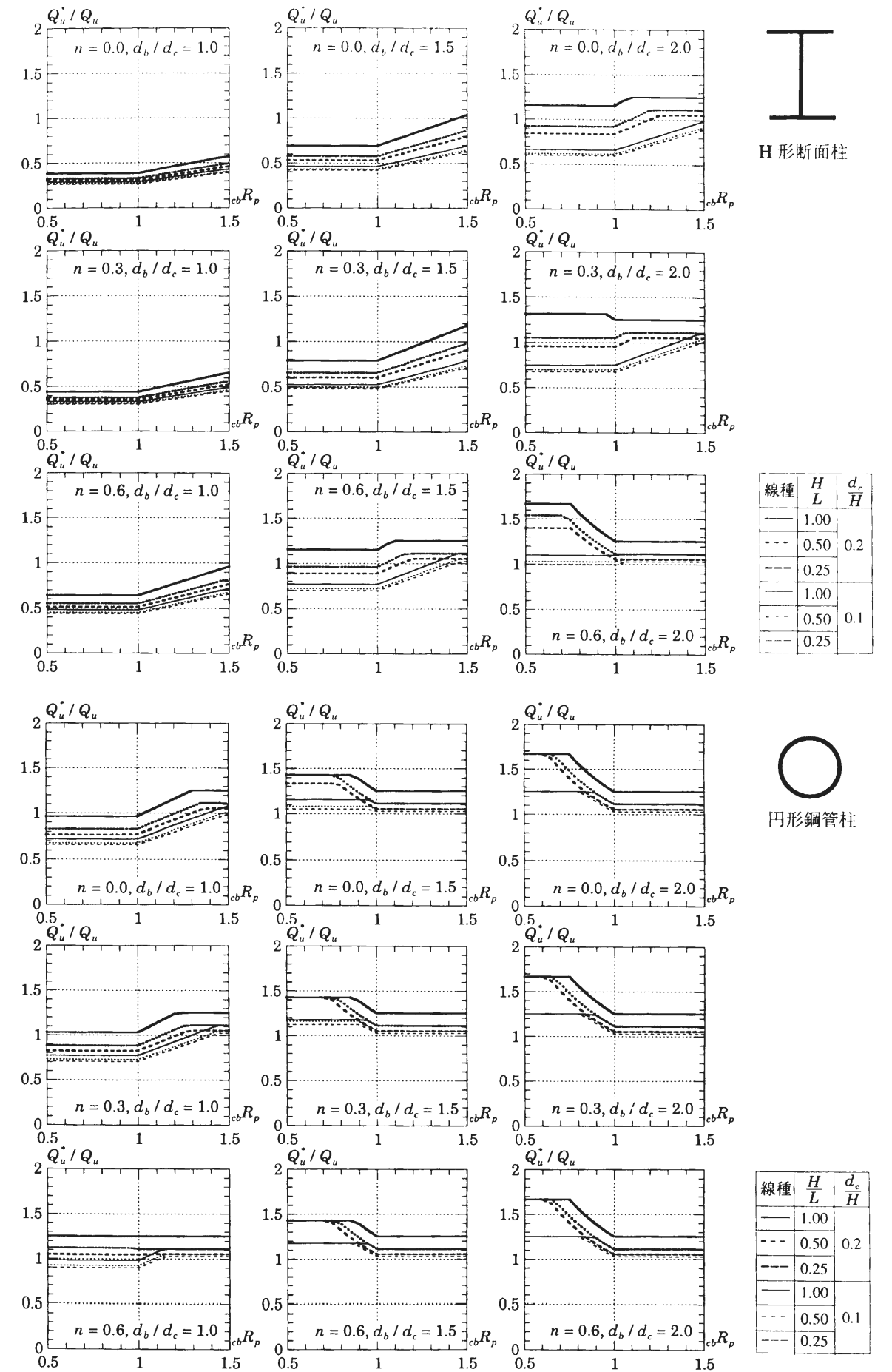


図 2.17 パネルを考慮した場合と無視した場合の保有水平耐力比（H 形断面・円形鋼管柱）

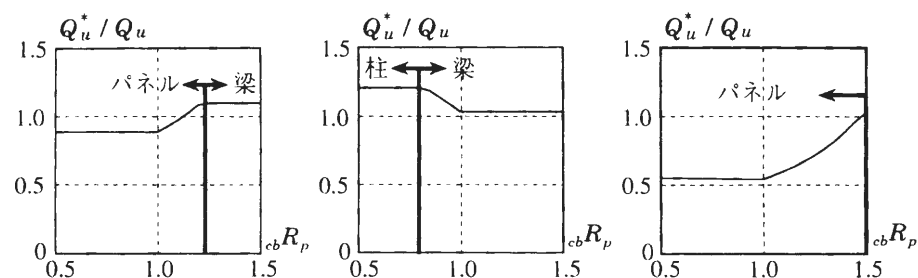


図 2.18 塑性化部位が変わる境界

場合の保有水平耐力 Q_u は $c_b R_p$ が 1 よりも小さい範囲では柱で、大きい範囲では梁で耐力が決まる。一方、パネルを考慮した場合の塑性化部位は図 2.16, 2.17 の曲線形状より読みとることができる。図 2.16, 2.17 の曲線は図 2.18 に示す 3 つに分類することができる。図 2.18 の矢印線はパネルを考慮したときの塑性化部位が変わる境界を示し、さらに柱・梁・パネルのうちどこが塑性化するのかを示している。

図 2.16～2.17 より柱または梁が塑性化する場合、パネルを無視して算定した保有水平耐力よりパネルを考慮した値のほうが大きくなる。これはパネルの大きさを考慮すると柱・梁の部材長が短くなり、パネルを無視した場合と比較して柱・梁に作用するせん断力が大きくなるためである。一方、パネルが塑性化する場合、梁・柱せい比 d_b/d_c 、および軸力比 n が小さくなると、 Q_u^*/Q_u は特に小さくなり、 Q_u^*/Q_u が 0.5 程度になる場合もある。これは d_b/d_c が小さくなるとパネルの体積が減少し、相対的にパネルが弱くなるのが原因である。また、パネルよりも柱のほうが軸力による全塑性モーメントの低減率が大きいので、軸力比が小さくなるとパネルを無視したときの柱崩壊時の保有水平耐力が、パネルを考慮したときのパネル崩壊時の保有水平耐力と比較して相対的に大きくなるため、 Q_u^*/Q_u は小さくなる。また、 H/L 、または d_c/H が大きくなると Q_u^*/Q_u が大きくなる。これらの値が大きくなると、パネルを無視したときの柱・梁の全塑性モーメントが一定であるのに対し、梁とパネルの節点塑性モーメントが大きくなるのが原因である。H 形断面柱骨組の場合も、 Q_u^*/Q_u と構造パラメータの関係について角形鋼管柱骨組と同様なことがいえる。ただし、角形鋼管柱骨組の場合と比較すると、パネルが塑性化し Q_u^*/Q_u の値が 1 よりも小さくなる場合が多くなる。これは H 形断面のパネル体積が角形鋼管のものと比較して小さいためである。

2.7 結

本章では、柱梁接合部パネル周りの柱・梁・パネル相互の釣合条件を示し、それらを簡潔に表現するために「節点モーメント」を定義した。さらに、柱端モーメント・梁端モーメント、パネルモーメントが全塑性値に達するときの節点モーメントを「節点塑性モーメント」と定義し、各節点周りの塑性化部位（柱・梁・パネル）の決定の指標となる部材間耐力比（柱梁耐力比・パネル柱耐力比・パネル梁耐力比）を簡潔に表現した。

また、十字形骨組を対象としてパネルが骨組の弾性層間変形角・保有水平耐力に及ぼす影響についてパラメトリック解析より考察した。

弾性層間変形角の検討より以下のことがわかった。

- 1) 角形鋼管柱の場合、パネルによる弾性層間変形は骨組全体の弾性層間変形の 2 割程度となる。H 形断面柱の場合は角形鋼管柱の場合と比較してパネルの弾性層間変形が大きくなり、骨組全体の 3 割程度になる。円形鋼管柱の場合は同パラメータの角形鋼管よりパネルによる弾性層間変形は

小さくなり、骨組全体の 1.5 割程度となる。

- 2) 角形鋼管柱・円形鋼管柱の場合、パネルのアスペクト比が 1.5 以上ならばパネルを無視した場合よりもパネルを考慮した場合の層間変形が小さくなる。また、アスペクト比が 1.5 未満の場合についても、パネルを考慮した場合の層間変形は無視した場合の、1 割程度大きくなるだけである。H 形断面柱の場合、アスペクト比が 1.5 以上ならばパネルを考慮した場合の層間変形は無視した場合と比較してほぼ同等以下になると判断できる。ただし、アスペクト比が 1.0 の場合、パネルを無視すると層間変形をパネルを考慮した場合と比較して 3 割程度過小評価する。すなわち、H 形断面柱でパネルのアスペクト比 1.5 以下の場合を除き、パネルを無視した弾性解析より得られる層間変形角は、パネルを考慮した弾性解析より得られる値を過小評価する。

部材間耐力比・保有水平耐力の検討より以下のことがわかった。

- 3) 柱梁接合部の塑性化部位（柱・梁・パネル）決定の指標となる部材間耐力比（柱梁耐力比・パネル柱耐力比・パネル梁耐力比）は、各部材の全塑性モーメントの比ではなく、柱・梁・パネル相互の釣合条件を満足する節点塑性モーメントの比として定義すべきである。各部材の全塑性モーメントの比として定義された部材間耐力比では塑性化部位の判別を誤る可能性がある。
 - 4) 柱とパネルを同じ断面であると仮定した場合、パネル柱耐力比が 1 以下、すなわち柱よりパネルの方が弱い場合が多く、特にアスペクト比が 1.5 以下ではほとんどパネル柱耐力比は 1 以下である。
 - 5) 柱とパネルが同じ断面であり、パネルで保有水平耐力が決まる場合には、パネルを無視した場合の耐力と比較して、H 形断面柱で 3 割、角形鋼管柱で 5 割、円形鋼管で 7 割程度まで耐力が低下する場合がある。
- 4) より、パネルで耐力が決まる場合が多いこと、5) より耐力がパネルで決まる場合、パネルを考慮して計算しなければ保有水平耐力を過大評価してしまうことから、保有水平耐力の検討時には、パネルを考慮した計算が必要となる。

第 3 章 標準型パネルの載荷実験と耐力評価

3.1 序

2 章で述べたように、パネルの挙動は鋼構造骨組全体の弾性剛性・保有水平耐力に少なからず影響を与える。鋼構造骨組の地震応答性状を把握し、パネルが骨組に与える影響を設計に反映させるためにはパネルの剛性・耐力などの履歴特性を適切に把握する必要がある。

これまでもパネルの剛性・耐力や変形性能に関して多くの実験が行われている^{3-1)~3-4)}。本章では、角形鋼管柱・H 形断面梁接合部パネル、円形鋼管柱・H 形断面梁接合部パネルを対象とし、その剛性・耐力を含む履歴挙動を把握することを目的とした実験について述べる。角形鋼管・円形鋼管パネルについては田淵らが多くの実験^{3-5)~3-9)}を行い、パネルの挙動・鋼管の製法³⁻⁶⁾や鋼管隅角部の影響^{3-7),3-8)}を明らかにしている。本実験では主な実験パラメータとして軸力比と角形鋼管パネルの載荷方向を取り上げている。軸力比をパラメータとした研究は数多くあるものの、ほとんどの軸力比は最大 0.3 程度であり、0.5 を越えるもの³⁻¹⁰⁾は数少ない。本実験では高軸力に対するパネルの挙動を把握するため、軸力比に最大 0.6 を採用している。また、角形鋼管パネルの載荷方向には図 3.1 に示す構面方向にせん断力が作用する場合（以下では角形鋼管 0° 方向と呼ぶ）と、2 構面方向より同時に載荷した場合を考慮した 45° 方向からの載荷（以下では、角形鋼管 45° 方向と呼ぶ）を考える。45° 方向からのせん断載荷に対するパネルの挙動に関する研究は、わずかに実験³⁻¹¹⁾・FEM 解析³⁻¹²⁾があるだけでほとんどなされていない。実験は通しダイアフラム形式のパネルを対象としたパネル部分せん断載荷実験と十字形骨組載荷実験の 2 種類である。

本論 6 章で示すパネルの影響を考慮した鋼構造骨組の耐震設計を行うためには以下に示すパネルに関する 3 つの値が必要である。

- 1) 骨組の変形を算定するためのパネルの弾性剛性
- 2) 許容応力度設計を行うためのパネルの降伏せん断耐力
- 3) 保有水平耐力算定のためのパネルの全塑性せん断耐力

本章では、実験結果から種々のパラメータがパネルの耐力に与える影響について検討し、3) のパネルの全塑性せん断耐力に関する評価式を提案し、実験結果と比較・検討する。さらに 1) から 3) の値に関する既往の評価式と実験結果の比較・検討もあわせて行う。

3.2 パネル部分せん断載荷実験

3.2.1 試験体および実験方法

図 3.1 に試験体形状を示す。試験体はパネル部分に相当する角形鋼管□-200×200×9・円形鋼管φ216.3×8.2 の両端にエンドプレートを溶接したものである。これに所定の一定軸力を載荷した後、繰返しせん断力を作用させる（図 3.2 参照）。試験体一覧を表 3.1 に示す。実験パラメータは鋼管形状・鋼管種（製造方法・鋼種）・軸力比・アスペクト比である。角形鋼管の鋼管種は溶接 4 面組立鋼管（以下 Weld と表す）とロール成形角形鋼管（以下 Roll と表す）・プレス成形角形鋼管（以下 Press と表す）の計 3 種類である。円形鋼管の鋼管種は STK400・STK490・STK490 を応力除去した鋼管（以下 STK490SR と表す）の計 3 種である。軸力比は 0.0, 0.3, 0.6 の 3 種類である。パネルせい h は 200, 300mm であり、それぞれアスペクト比 h/D がほぼ 1.0, 1.5 になる。角形鋼管のせん断力の載荷方向

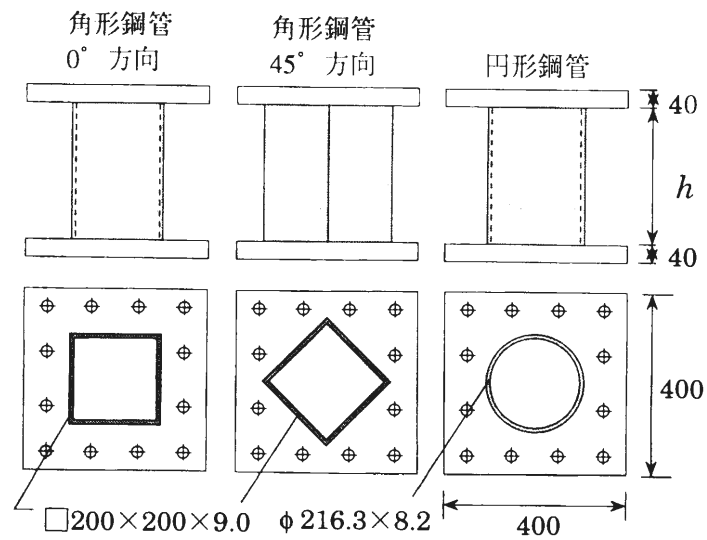


図 3.1 パネル部分試験体

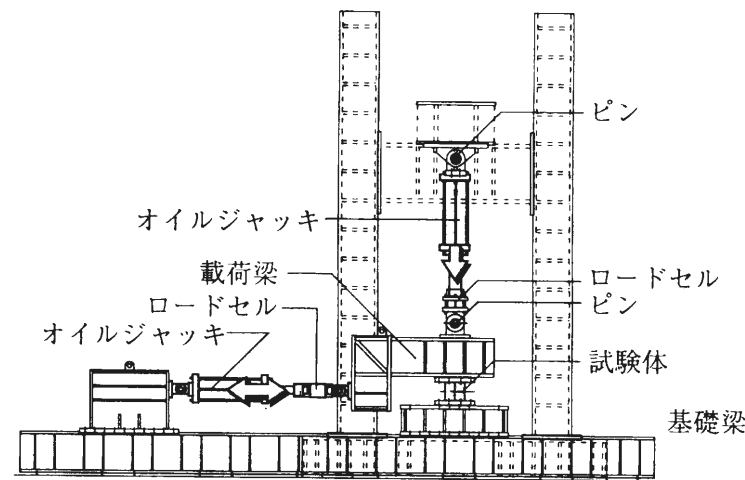


図 3.2 パネル部分せん断载荷装置

は 0° 方向および 45° 方向の 2 種類である。溶接組立鋼管の製作およびエンドプレートの溶接には、裏当金を使わずに裏波溶接を用いる。また、溶接組立鋼管の溶接ビードおよび冷間成形鋼管の溶接シームはフランジ側に配置している。試験体は基礎梁と载荷梁の間に高力ボルトで固定する。

素材の機械的性質を表 3.2 に示す。角形鋼管の結果は平板部より切り出した JIS 1 号試験片、円形鋼管の結果は JIS14B 号試験片による単調引張試験から得られたものである。ただし、Roll, STK400, STK490 の降伏応力度 σ_y は 0.2% offset 値である。Weld, Press, STK490SR では応力度－歪度関係に降伏棚が現れたが、それ以外の鋼管では Round-house 型の応力度－歪度関係を呈した。一軸繰返し素材試験より得られた応力度－歪度関係を図 3.3 に示す。いずれも安定した紡錘形の履歴性状となった。角形鋼管の場合、Weld・Press と比較して Roll では繰返しに伴う耐力上昇が小さく移動硬化的な性状を示した。また円形鋼管の場合、STK400, STK490, STK490SR の履歴性状には大きな相違は見受けられない。

試験体の測定位置を図 3.4 に示す。測定箇所はパネル部分の対角方向の変形 d_1 , d_2 ，および軸方向

表 3.1 パネル部分試験体一覧および実験結果一覧

No.	試験体名	鋼管種別	h (mm)	n	载荷 方向	$\frac{D}{t}$	$\frac{h}{D}$	σ_y (t/cm ²)	K_e (t/rad)	K_s (t/rad)	K_c K_s	$Q_{1/3}$ (ton)	Q_{pe} (ton)	Q_y (ton)	Q_p (ton)	Q_T (ton)	Q_I (ton)
1	BW100	Weld	200	0.0	0°	22	1.0	3.22	23200	21200	1.09	49.1	58.1	53.2	59.8	59.8	59.8
2	BW106			0.6				3.09	22700	22300	1.02	46.8	55.9	43.2	59.5	45.8	52.0
3	BW150		300	0.0			1.5	3.22	19800	19100	1.04	50.3	55.0	53.2	59.8	59.8	59.8
4	BW153			0.3				3.22	19600	19100	1.03	50.3	52.6	50.7	59.8	54.3	56.5
5	BW156	Roll	200	0.0			1.0	3.22	19800	19100	1.04	43.8	49.3	42.6	58.6	38.0	47.3
6	BR100			0.6				4.01	21300	20600	1.03	68.1	75.9	65.6	73.8	73.8	73.8
7	BR106		300	0.0			1.5	4.01	20800	20600	1.01	60.2	68.2	52.5	72.4	57.8	63.3
8	BR150			0.0				4.01	16900	18500	0.91	59.6	67.8	65.6	73.8	73.8	73.8
9	BR153	Press	200	0.0			1.0	4.01	18700	18500	1.01	54.7	65.8	62.6	73.8	67.6	69.7
10	BR156			0.6				4.01	17500	18500	0.95	50.0	60.3	52.5	72.4	48.9	58.4
11	BP100		300	0.0			1.5	2.80	21000	21200	0.99	40.7	51.1	47.2	53.1	53.1	53.1
12	BP106			0.6				2.80	21400	21200	1.01	41.9	50.3	37.8	52.0	41.5	45.5
13	BP150	Press	300	0.0			1.5	2.80	17600	19000	0.93	39.6	47.9	47.2	53.1	53.1	53.1
14	BP156			0.6				2.80	19000	19000	1.00	37.6	47.3	37.8	52.0	35.2	42.0
15	BW100d	Weld	200	0.0	45°	22	1.0	3.22	22000	22300	0.99	64.1	72.7	56.4	84.6		69.9
16	BW106d			0.6				3.22	23300	22300	1.04	49.4	59.6	45.1	67.7		54.3
17	BW150d		300	0.0			1.5	3.22	19400	20100	0.97	57.6	66.9	56.4	84.6		62.5
18	BW156d			0.6				3.22	20200	20100	1.00	44.2	54.6	45.1	67.7		47.0
19	BR100d	Roll	200	0.0			1.0	4.01	20100	21400	0.94	76.0	92.7	66.8	100.1		86.3
20	BR106d			0.6				4.01	20800	21400	0.97	60.2	71.3	53.4	80.1		67.0
21	BR150d		300	0.0			1.5	4.01	17800	19100	0.93	68.6	82.6	66.8	100.1		77.2
22	BR156d			0.6				4.01	18600	19100	0.97	48.6	62.0	53.4	80.1		58.0
23	BP150d	Press	300	0.0			1.5	2.80	17100	19700	0.87	51.7	61.4	48.0	72.0		55.5
24	BP156d			0.6				2.80	19100	19700	0.97	42.3	50.7	38.4	57.6		41.7
25	C0100	STK400	200	0.0	—	26	0.9	3.42	19200	18700	1.03	56.6	62.0	51.4	65.3	64.6	61.0
26	C0106			0.6				3.42	18900	18700	1.01	45.5	54.0	44.7	56.7	43.0	44.7
27	C0150		300	0.0			1.4	3.42	16700	16500	1.01	53.8	59.0	49.6	62.9	57.4	56.9
28	C0153			0.3				3.42	17200	16500	1.04	55.0	59.5	48.8	61.9	53.3	52.7
29	C0156	STK490	200	0.0			0.9	3.42	17600	16500	1.07	45.0	48.5	41.4	52.6	35.5	40.0
30	C9100			0.6				4.07	19300	18500	1.04	69.0	76.5	62.1	78.8	89.4	71.5
31	C9106		300	0.0			1.4	4.07	18800	18700	1.01	55.5	61.5	51.7	65.6	51.7	53.3
32	C9150			0.6				4.07	16300	16300	1.00	65.8	69.8	57.2	72.6	67.7	66.7
33	C9153	STK490 SR	200	0.0			0.9	4.07	16400	16300	1.01	61.0	67.5	55.1	70.0	63.1	62.1
34	C9156			0.6				4.07	17200	16300	1.06	52.4	57.0	48.0	61.0	42.9	47.8
35	CS100		300	0.0			1.4	4.29	19100	18500	1.03	69.5	72.5	59.9	76.0	80.2	75.5
36	CS106			0.6				4.29	19300	18500	1.04	57.0	59.6	49.4	62.8	52.4	54.5
37	CS150	STK490 SR	300	0.0			1.4	4.29	15800	16300	0.97	69.8	70.5	58.3	74.0	71.2	70.4
38	CS153			0.3				4.29	16800	16300	1.03	67.0	69.3	56.4	71.6	65.9	65.1
39	CS156	STK490 SR	300	0.0			1.4	4.29	17000	16300	1.04	53.5	55.2	46.1	58.5	43.2	48.7
				0.6				4.29	17000	16300	1.04	53.5	55.2	46.1	58.5	43.2	48.7

試験体名称の記号

BW156d d : 45° 方向载荷
 — 無 : 0° 方向载荷
 — 軸力比 $\times 10$
 — アスペクト比 $\times 10$
 W : Weld, R : Roll, P : Press
 0 : STK400, 9 : STK490,
 S : STR490SR
 B : 角形断面
 C : 円形断面

h : パネルせい (mm)
 n : 軸力比
 σ_y : 降伏応力度 (t/cm²)
 K_e : 実験より得られた弾性剛性
 K_s : 計算より得られた弾性剛性
 $Q_{1/3}$: 剛性が初期剛性の 1/3 の時のせん断力
 Q_{pe} : $= Q_{0.35\%}$ (0° 方向) : 0.35% offset 耐力
 $= Q_{0.5\%}$ (45° 方向) : 0.5% offset 耐力
 Q_y : パネルの降伏せん断耐力の計算値 (3.7 節で説明)
 Q_p : パネル内に様な平面応力場を仮定して得られた全塑性せん断耐力 (3.6 節で説明)
 Q_T : 鋼構造塑性設計指針より得られた全塑性せん断耐力 (3.6 節で説明)
 Q_I : 伊藤の提案式より得られた全塑性せん断耐力 (3.6 節で説明)

表 3.2 素材の機械的性質

鋼管種別	grade	σ_y (t/cm ²)	σ_b (t/cm ²)	伸び ^① (%)
Weld	SS400	3.22	4.65	31.4
Weld ^(注1)	SS400	3.09	4.70	27.2
Roll	STKR400	4.01	4.71	25.3
Press	STKR400	2.80	4.36	31.6
STK400	STK400	3.42	4.21	41.1
STK490	STK490	4.07	5.02	35.2
STK490SR	STK490 ^(注2)	4.29	5.09	32.5

(注1) Weld の試験体の中でBW106 試験体のみがこの素材を使用

(注2) 応力除去した素材

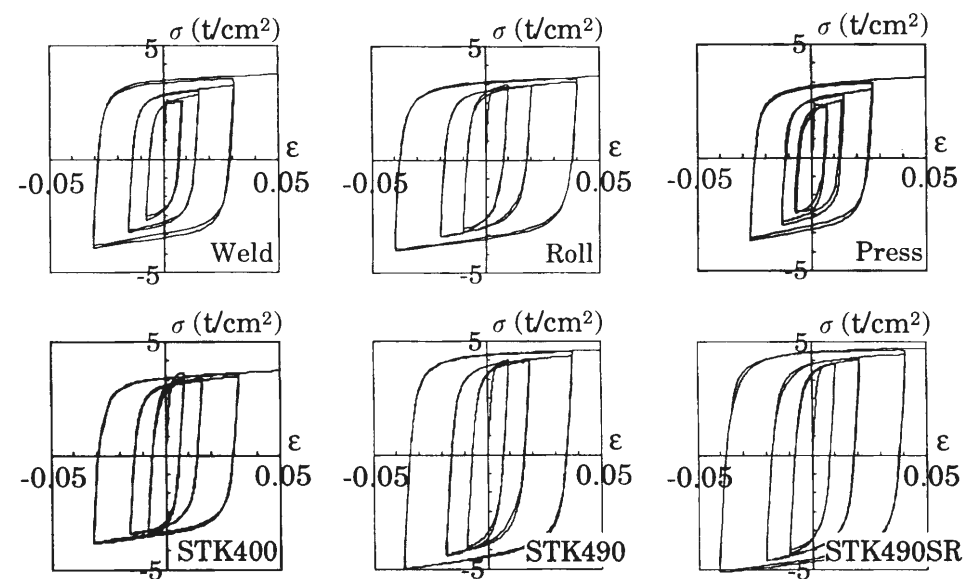


図 3.3 繰返し素材試験結果

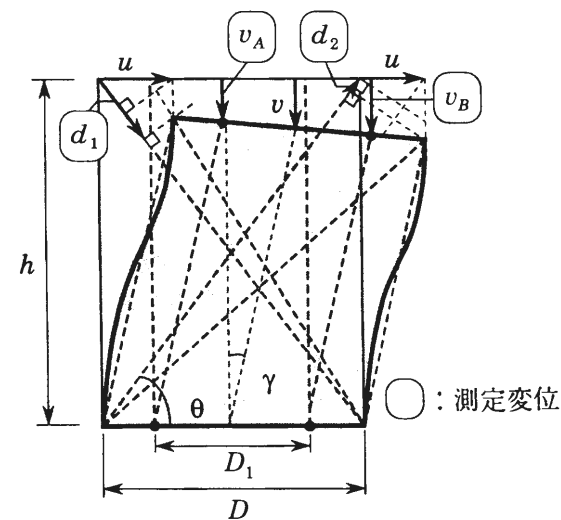


図 3.4 パネル変形測定位置

変形 v_A, v_B である。試験体のパネル両側面で測定するため、測定点は計 8 点となる。パネルの軸方向変形 v およびせん断変形角 γ は次式で得られる。

$$v = \frac{v_A + v_B}{2} \quad (3.1)$$

$$\gamma = \frac{u}{h} = \frac{1}{2h \cos \theta} \left\{ d_1 + d_2 - \frac{D}{D_1} (v_A - v_B) \sin \theta \right\} \quad (3.2)$$

载荷は (3.2) 式のせん断変形角 γ で制御される。制御変形角は、3.6 節で述べるパネル内に一様な平面応力場を仮定して得られたせん断耐力 Q_p を予備载荷で得られた初期剛性 K_e で除して求めた変形角 γ_p の 2, 4, 6, 8, 10 倍である。それぞれ 2 サイクルずつ载荷し、その後は単調に载荷した。

3.2.2 実験結果および考察

実験結果一覧を表 3.1 に示す。表中で用いられている記号の定義は以下の通りであり、いずれも実験より得られたパネルのせん断力-せん断変形角関係の骨格曲線より算定される。ただし、骨格曲線とは実験より得られた履歴曲線から図 3.5 に示す方法で作られる曲線である。

- K_e : パネルのせん断力-せん断変形角関係における $Q_{pe}/3$ 時の割線剛性
- Q_{pe} : $Q_{0.35\%}$ (角形鋼管 0° 方向・円形鋼管), $Q_{0.5\%}$ (角形鋼管 45° 方向)
- $Q_{0.35\%}$: パネルせん断力-せん断変形角関係における 0.35 % offset 耐力 (角形鋼管 0° 方向・円形鋼管)
- $Q_{0.5\%}$: パネルせん断力-せん断変形角関係における 0.5 % offset 耐力 (角形鋼管 45° 方向)

ここでは、 Q_{pe} を実験から得られる全塑性せん断耐力と定義する。 Q_{pe} は曲げモーメントを受ける柱・梁の全塑性モーメントに対応する指標である。角形鋼管 0° 方向・円形鋼管の Q_{pe} に 0.35% offset 耐力 $Q_{0.35\%}$ 、角形鋼管 45° 方向の Q_{pe} に 0.5% offset 耐力 $Q_{0.5\%}$ を採用したのは以下の理由による。引張素材試験結果から鋼材の降伏応力度を決定するために 0.2% offset 耐力が良く用いられる。ここではパネルに純せん断応力状態を仮定し、1 軸引張応力状態の引張素材試験と同じ相当塑性歪 (0.2 %) に達した時のせん断力をパネルの全塑性せん断耐力と設定する。純せん断応力状態で相当塑性歪が 0.2 % になるのは、塑性せん断歪度が 0.35% ($\cong 0.2\sqrt{3}$) の時である。また角形鋼管 45° 方向では载荷方向に対してパネル面が 45° 傾いて配置されているので、 $\gamma = 0.35 \times \sqrt{2} \cong 0.5\%$ から 0.5% offset 耐力を全塑性せん断耐力と設定する。

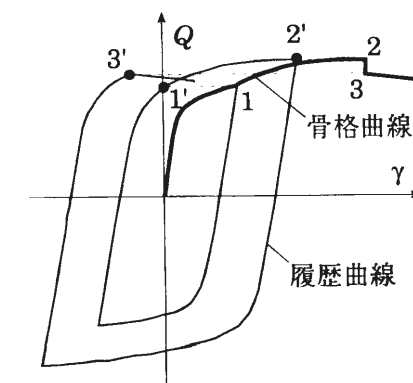


図 3.5 骨格曲線の作成方法

また、表 3.1 に計算結果の一覧を付記する。表中の K_s はせん断変形のみを考慮して得られたパネルの弾性剛性であり、パネルに作用するせん断力 Q とせん断変形角 γ の関係は次式で表される^{3-2),3-3)}。

$$Q = K_s \cdot \gamma \quad (3.3)$$

$$K_s = G A_p, \quad A_p = A / 2 \quad (3.4)$$

ただし、 A は角形鋼管・円形鋼管パネルの断面積であり、断面積の算定には公称径、実測板厚を用いる。上記の K_s は、角形鋼管 0° 方向の場合にはせん断力をウェブで均等に負担する時のせん断変形角、角形鋼管 45° 方向の場合には全断面積 A でせん断力を均等に負担したときのせん断変形角、円形鋼管の場合には断面内に平面保持の仮定に基づくせん断応力場を仮定した時の最大せん断応力度から得られるせん断変形角から導くことができる³⁻³⁾。また、その他の Q_y, Q_p, Q_r, Q_t については 3.6, 3.7 章で述べる。

○初期剛性

パネルは逆対称曲げモーメントとせん断力を受け、曲げによる変形角とせん断変形角を生じる。しかしながら、パネルの曲げによる変形角はせん断変形による変形角の 1 割未満であること、パネルの周辺枠組み（ダイアフラム・パネルフランジ・梁ウェブなど）による曲げ変形の拘束を考慮して、ここではパネルの弾性剛性をせん断変形のみを考慮して算定する。 K_s と実験結果より得られた弾性剛性 K_e の比較を図 3.6 に示す。左図が角形鋼管、右図が円形鋼管である。角形鋼管の実験剛性 K_e では計算剛性 K_s に対して 1 割前後の差違がみられるものの、2 章で示したようにパネルの弾性変形が骨組の弾性変形に占める割合が 1 ～ 2 割であることを考慮すれば、鋼管種・軸力比・アスペクト比によらずパネルの弾性剛性を K_s とすれば、骨組の弾性剛性を推定できることがわかる。

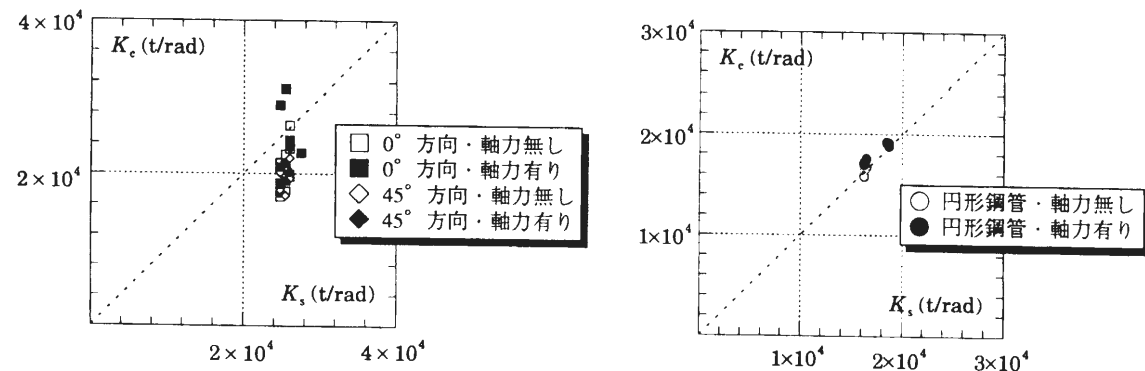


図 3.6 計算剛性 K_s と実験剛性 K_e の比較

○鋼管種（製造方法・鋼種）による影響

図 3.7 にアスペクト比 1.5、軸力比 0 の試験体のせん断力 Q - せん断変形角 γ 関係を示す。いずれの $Q - \gamma$ 関係も安定した紡錘形の履歴性状を示す。図中の円形鋼管試験体の耐力低下はパネル上下端フランジ側に生じた局部座屈が原因である。また、繰返し载荷による耐力上昇の特徴は、図 3.3 に示す鋼管種毎の繰返し素材試験結果の特徴とはほぼ一致する。

○軸力による影響

図 3.8 にせん断力 Q - せん断変形角 γ 関係から作成した骨格曲線を示す。図はアスペクト比 1.5 の

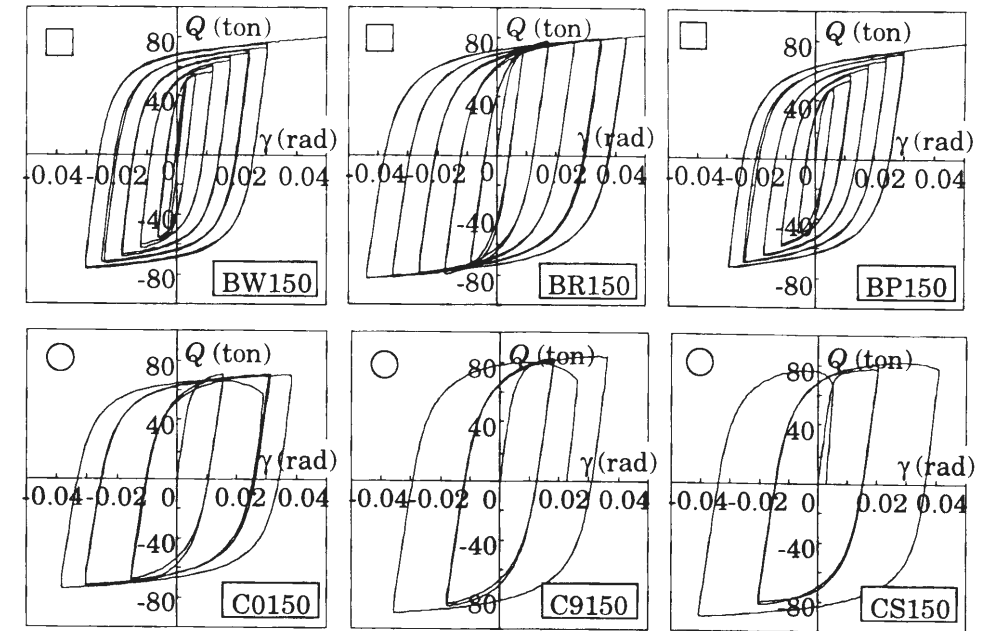


図 3.7 せん断力－せん断変形角関係（アスペクト比 1.5、軸力比 0）

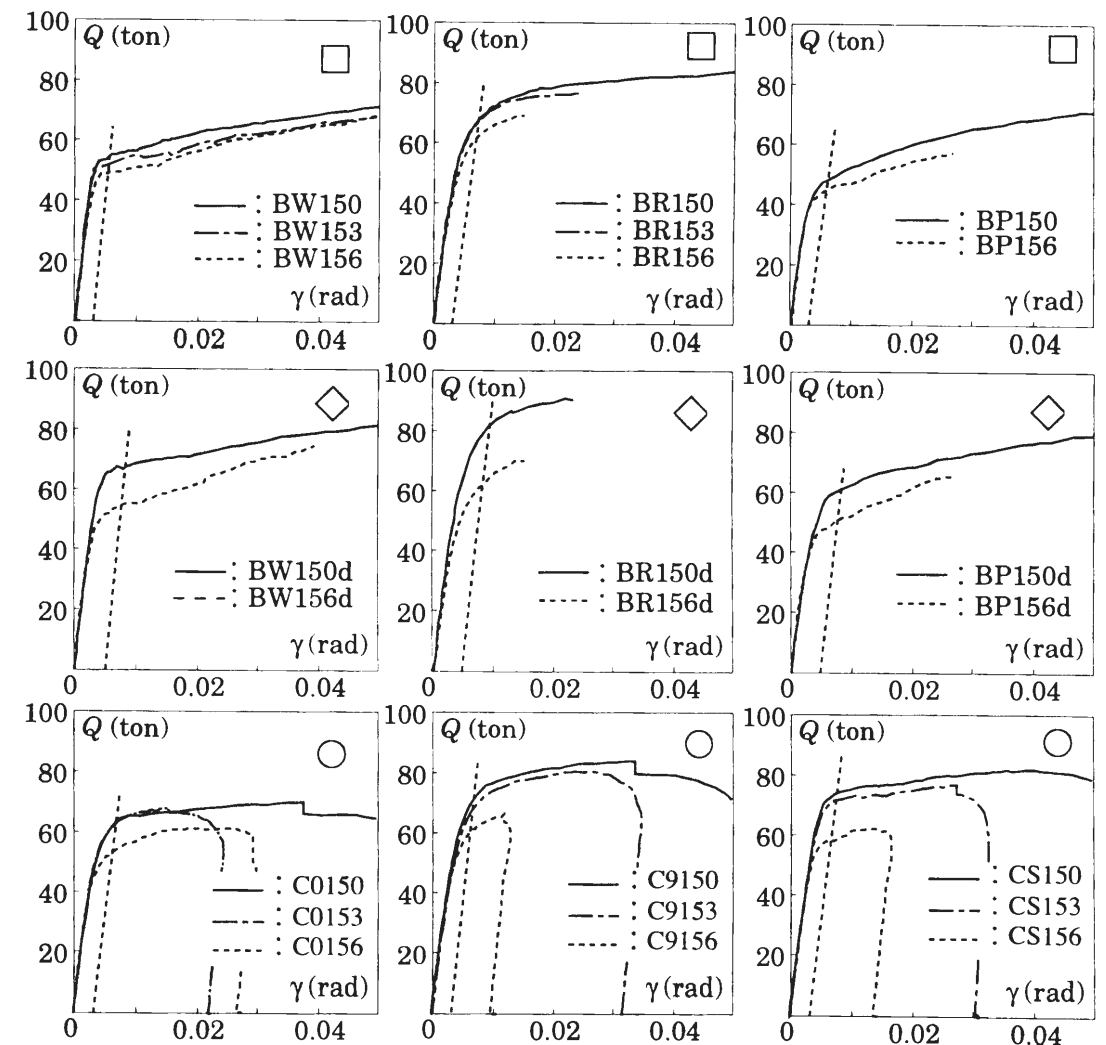


図 3.8 骨格曲線（アスペクト比 1.5）

試験体を軸力比ごとにまとめたものである。実線が軸力比 0，一点鎖線が 0.3，破線が 0.6 である。軸力が大きくなるにつれ，パネルのせん断耐力は小さくなる。円形鋼管と角形鋼管 45° 方向と比較して，角形鋼管 0° 方向では軸力の増大によるせん断耐力の低下は角形鋼管 45°・円形鋼管と比較して小さい。図 3.9 に鋼管種・载荷方向・アスペクト比が同じである軸力比 0 の試験体のせん断耐力 Q_{pe} で無次元化したせん断耐力 Q_{pe} を示す。また図中の破線は，軸力によるせん断降伏応力度の低減を表す項 $\sqrt{1-n^2}$ の値を示す。軸力比 0 に対するせん断耐力の低減は角形鋼管 45° 方向・円形鋼管の試験体では $\sqrt{1-n^2}$ と良く対応している。図 3.10 にフランジ中央に添付した歪ゲージより得られた軸方向歪度 ε_v とせん断変形角 γ の関係の一例を示す。軸力の作用する試験体では，せん断繰返し载荷が進行するとともにフランジの軸方向歪が増大する。これは，軸力とせん断力が同時に作用するウェブがフランジより先に降伏し，軸方向剛性が低下するため，塑性化の進展に伴ってウェブからフランジに軸力が再配分されていることを表している。角形鋼管 0° 方向の場合，軸力を負担するフランジと主にせん断力を負担するウェブが明確に別れているため，角形鋼管 45° 方向・円形鋼管の試験体と比較して軸力によるせん断耐力の低下が小さくなっているものと考えられる。図 3.8 に示すように軸力の作用する角形鋼管 45° 方向・円形鋼管試験体は軸力なしの試験体の場合より早期に剛性が低下するものの，徐々にせん断耐力が上昇するようなせん断力－せん断変形角関係を示すのもこのためである。

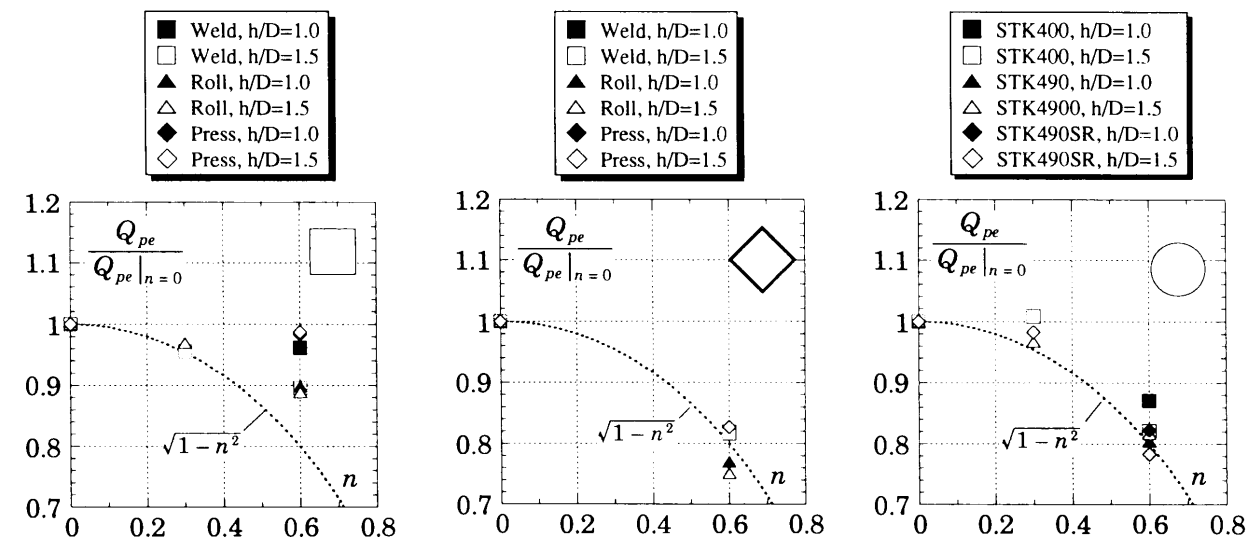


図 3.9 せん断耐力に及ぼす軸力の影響

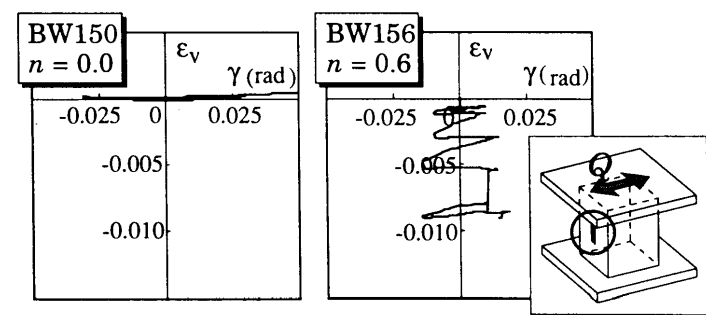


図 3.10 フランジ中心位置での軸方向歪度

○アスペクト比の影響

図 3.11 に鋼管種・载荷方向・軸力比が等しいアスペクト比 1.0 の試験体のせん断耐力 Q_{pe} で無次元化した，アスペクト比 1.5 の試験体のせん断耐力 Q_{pe} を示す。アスペクト比 1.0 の試験体よりも 1.5 の試験体のせん断耐力が 1 割程度小さくなる。これはパネルせいの増大に伴い，パネル端部に作用するモーメントが増大するためである。定量的な考察は 3.6 節で行う。

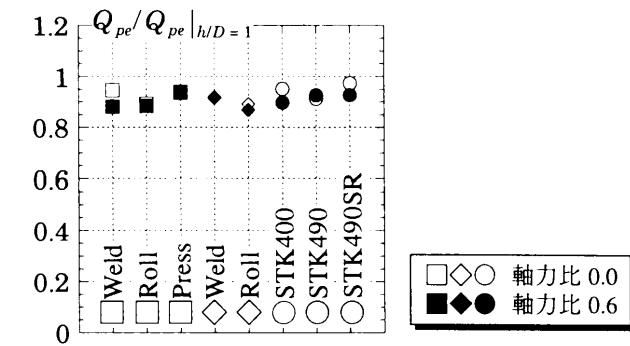


図 3.11 アスペクト比の影響

○载荷方向の影響

図 3.12 に鋼管種・アスペクト比・軸力比が同じである角形 0° 方向試験体のせん断耐力 Q_{pe} で無次元化した角形 45° 方向試験体のせん断耐力 Q_{pe} を示す。軸力比が 0 の場合，0° 方向試験体の場合と比較して 45° 方向試験体のせん断耐力は 2～3 割程度上昇する。一方，軸力比が 0.6 の場合は 1 割弱しか上昇しない。これは，軸力の影響の項で述べたように，0° 方向試験体では軸力によるせん断耐力の低下が数%に留まるのに対し，45° 方向試験体では 2 割程度低下するためである。

○パネルの軸縮み

図 3.13 に BW150 と BW156 のせん断力－軸方向変形関係を示す。横軸の軸方向変形量は縮む方向を正とする。図より軸力の作用する試験体では，繰返し载荷する度に軸方向変形が増加することがわかる。以上の傾向は鋼管種・载荷方向に関係なく共通してみられた。

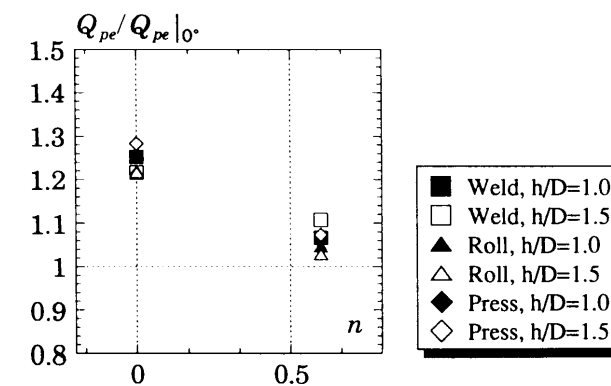


図 3.12 载荷方向の影響

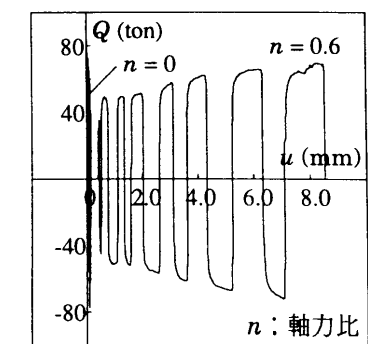


図 3.13 せん断力－軸方向変形関係 (BW15 series)

3.3 パネル部分試験比較のための十字形骨組実験

3.3.1 試験体および実験方法

試験体形状を図 3.14 に、試験体一覧を表 3.3 に示す。試験体は、角形鋼管□-200×200×9・円形鋼管φ216.3×8.2の柱と溶接組立 H 形断面梁で構成される通しダイアフラム形式の十字形骨組である。実験パラメータは鋼管柱の鋼管種（製造方法・鋼種）と軸力比であり、試験体は計 10 体である。試験体の形状は以下の三点を満足するように決定する。

- (1) パネルのアスペクト比を 3.2 節の試験体のものと同程度にする。
- (2) 柱と梁の全塑性モーメントが概ね一致する。
- (3) パネルの断面は柱の断面と同一である。

CBW 試験体の溶接 4 面組立鋼管柱は裏当金を使わずに裏波溶接を用いて製作する。また、すべての試験体の柱と通しダイアフラムの溶接にも裏波溶接を用いる。溶接組立鋼管の溶接ビードおよび冷間成形鋼管の溶接シームはフランジ側に配置した。梁と柱の接合にはノンスラップ工法を用いる。柱はパネル部分試験体と同じ鋼管を用いている（表 3.2 参照）。表 3.4 に梁フランジ・梁ウェブの機械的性質を示す。

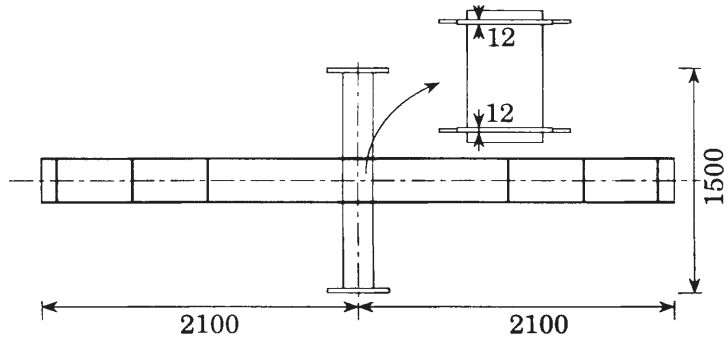


図 3.14 十字形骨組試験体

表 3.3 十字形骨組試験体一覧

試験体名	鋼管種別	h/D	n	柱	梁	
CBW150	Weld	1.5	0.0	□-200×200×9.0	BH-300×150×6×9	
CBR150	Roll				
CBP150	Press				
CBW106	Weld	1.0	0.6	□-200×200×9.0	BH-200×100×6×9	
CBR106	Roll				
CBP106	Press				
CC0150	STK400	1.5	0.0	φ216.3×8.2	BH-318×130×6×9	
CC9150	STK490				
CC0106	STK400	1.0	0.6		BH-218×130×6×9	
CC9106	STK490				

表 3.4 十字形骨組試験体梁素材の機械的性質

試験体	部材	部位	grade	σ_y (t/cm ²)	σ_b (t/cm ²)	伸び %
角形断面柱	梁	フランジ	SS400	3.09	4.60	27
十字形骨組		ウェブ	SS400	3.06	4.49	29
円形断面柱	梁	フランジ	SS400	3.05	4.58	31
十字形骨組		ウェブ	SS400	3.31	4.44	26

図 3.15 に載荷架構を、図 3.16 に十字形骨組の載荷方法を示す。柱の上下端のエンドプレートを高力ボルトでピン治具に接合する。上端はピン支持されていて回転自由、下端はローラー支持で鉛直方向に移動可能となっている。柱に所定の一定軸力を導入した後、両側の梁の回転角が常に等しくなるように変形制御しつつ、梁両端のオイルジャッキによって繰返しせん断力を作用させる。

梁・柱の回転角および層間変形角 R を測定する。パネル部分の測定箇所は図 3.4 に示すパネル部分試験体と同様に対角方向の変形と軸方向変形であり、この測定値から、(3.1)、(3.2) 式によりパネルのせん断変形角 γ および軸方向変形 v を得る。また、パネルに作用するせん断力 Q は次式で得られる。

$$Q = \left\{ \frac{L-D}{h} - \frac{L}{H} \right\} \frac{P_L + P_R}{2} \tag{3.5}$$

ただし、 P_L, P_R は左右の梁に作用する荷重である。パネルに Q_p 作用時の骨組の層間変形角 R_p を基準として、各ステップの変位振幅を設定する。 $2R_p, 4R_p, 6R_p$ の振幅をそれぞれ 2 回ずつ正負に繰返し、その後、一方向に載荷して実験を終了する。

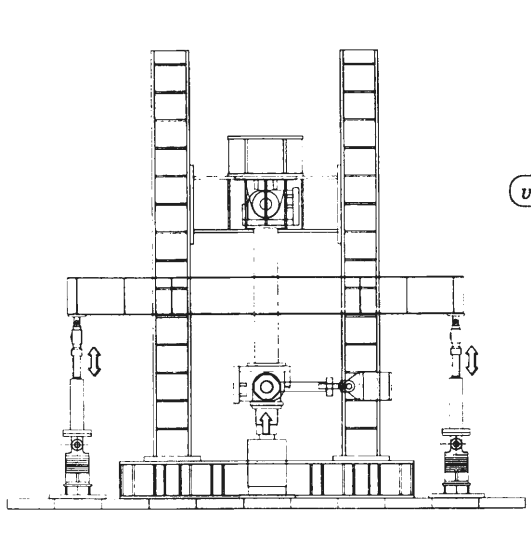


図 3.15 十字形骨組載荷架構

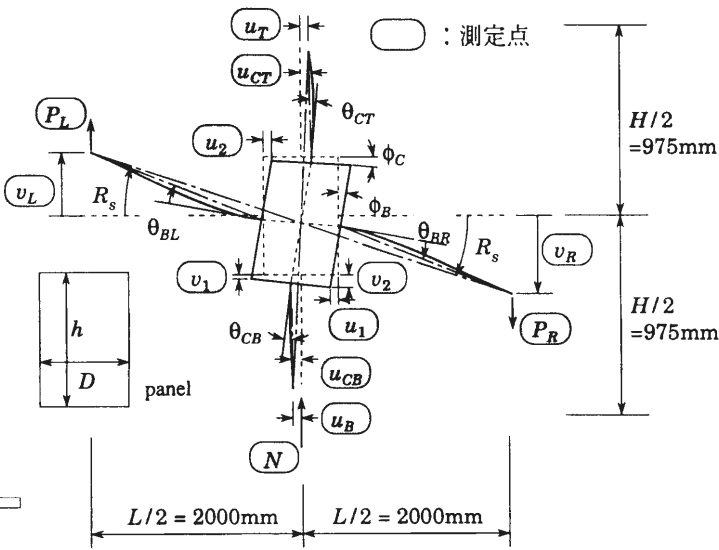


図 3.16 十字形骨組載荷方法および測定位置

3.3.2 実験結果および考察

図 3.17 に十字形骨組試験体の荷重 P －層間変形角 R 関係を示す。図の縦軸 P は梁両端に加えた荷重の平均値である。また、パネル・柱・梁の変形による層間変形角成分 R_{pn} , R_{co} , R_{bm} と荷重 P との関係も同図中に示す。ここでは、ロール成形角形鋼管と STK400 の円形鋼管の試験体の結果を示したが、その他の角形鋼管柱・円形鋼管柱試験体の実験からも以下に示す結果と同様な傾向が得られた。軸力比 0.0 の試験体 (CBR150, CC0150 試験体) では変形のほとんどがパネルに集中している。つまり、3.3.1 項で述べた条件を満たすように設計した柱梁接合部は、パネル耐力が柱・梁の耐力と比較して小さくなる弱パネル型となる。一方、軸力比 0.6 の試験体ではパネルとともに梁にも大きな塑性変形が生じている。円形鋼管・軸力比 0.6 の試験体 (図 3.17 では CC0106 試験体) を除き、いずれも安定した紡錘形の履歴性状を示した。円形鋼管・軸力比 0.6 の試験体では耐力が低下しているが、これは柱端部の局部座屈によるものであり、パネルにはさらに大きな変形性能を期待できる。

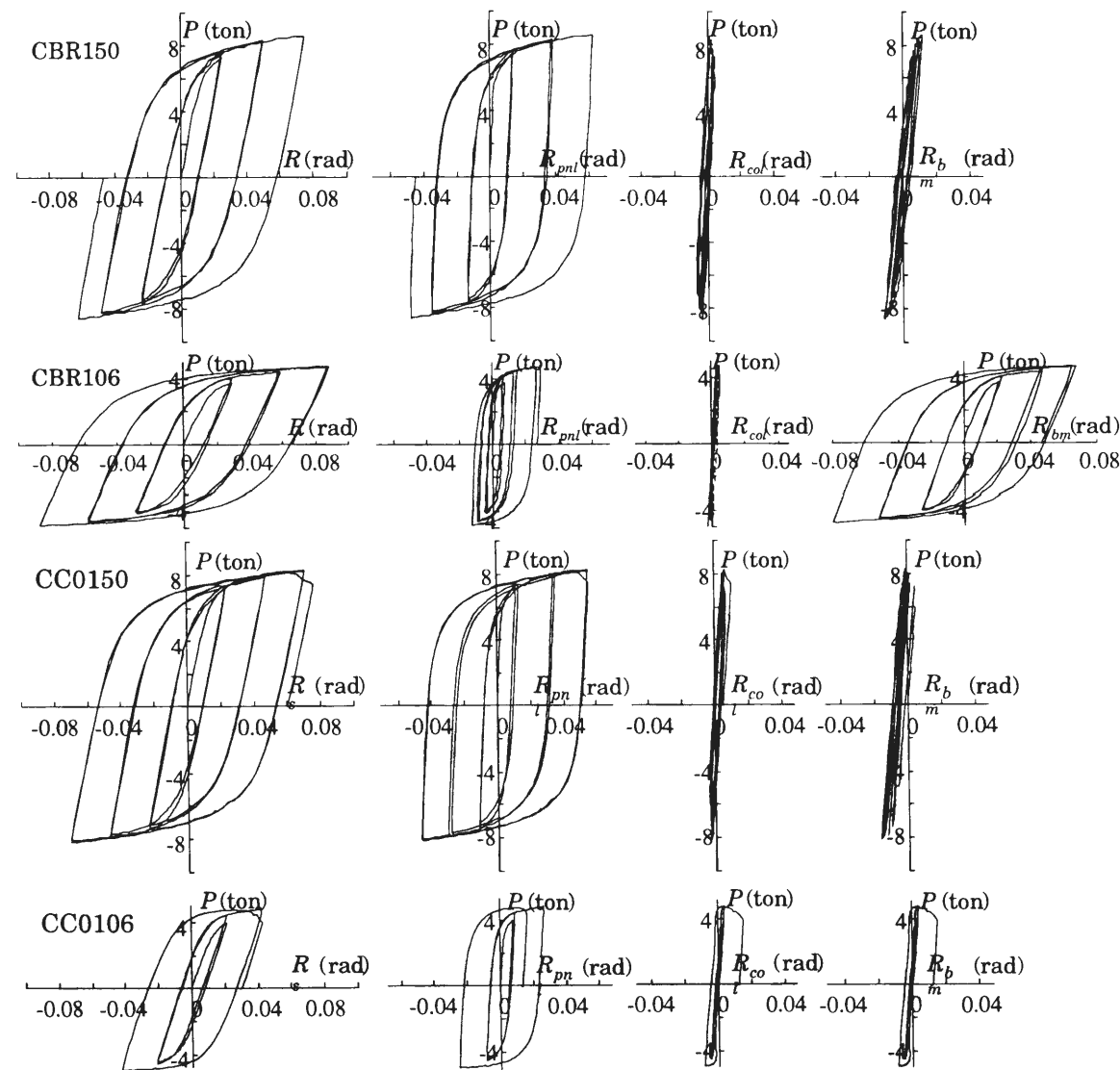


図 3.17 十字形架構の荷重－層間変形角関係 (パネル・柱・梁の各層間変形角成分)

表 3.5 に実験結果一覧を示す。表中の記号は表 3.1 と同じものである。図 3.18 にパネル部分せん断載荷実験と十字形骨組実験から得られたパネルのせん断力－せん断変形角関係を示す。これらの曲線は繰返しせん断力－変形角関係から得られる骨格曲線である。角形鋼管柱試験体の場合、変形角が 0.02rad 以上の範囲ではパネル部分試験体の耐力が若干下回るものの、それ以下の範囲では両曲線はほぼ一致している。パネル部分試験体の耐力が下回る一因には、梁によるパネル周辺枠組み効果が十字形骨組と比較して小さくなることが考えられる。一方、角形鋼管試験体と比較して円形鋼管柱試験体では、パネル部分試験体の耐力は十字形骨組試験体より早期に小さくなる。これは、パネル部分試験体ではパネル上下端部フランジ側に局部座屈を生じて耐力低下したのに対し、十字形骨組試験体では梁ウェブの拘束により局部座屈を生じなかったことに起因すると思われる。しかしながら、変形角が 0.01rad 以下の範囲では両者は良く対応している。また両者の Q_{pe} はほぼ一致していることがわかる。したがって本実験のパラメータの範囲では、角形鋼管 0° 方向・円形鋼管パネル部分試験体より得られた Q_{pe} は十字形骨組試験体のそれとほぼ同等であるといえる。角形鋼管 45° 方向の十字形骨組実験³⁻¹⁴⁾は伊藤らによって行われており、当方で行った実験と比較する形で次節で紹介する。

表 3.5 実験結果一覧

試験体名	K_e (t/rad)	K_s (t/rad)	$\frac{K_e}{K_s}$	$Q_{1/3}$ (ton)	Q_{pe} (ton)	Q_y (ton)	Q_p (ton)	Q_T (ton)	Q_I (ton)
CWB150	26312	26073	1.01	43.4	53.5	53.2	59.8	59.8	59.8
CRB150	21086	24774	0.85	55.4	68.4	65.6	73.8	73.8	73.8
CPB150	22539	25520	0.88	41.3	49.3	47.2	53.1	53.1	53.1
CWB106	24433	26073	0.94	39.6	49.6	42.6	58.7	47.6	52.3
CRB106	29049	24774	1.17	52.8	63.6	52.5	72.4	60.6	64.5
CPB106	31143	25520	1.22	37.9	43.2	37.8	52.1	43.5	46.4
CC0150	19237	22567	0.85	51.1	64.1	51.9	65.0	57.4	56.9
CC9150	23637	22567	1.05	59.5	74.6	61.1	76.5	67.7	66.7
CC0106	21611	22567	0.96	47.6	58.6	41.9	52.5	43.0	44.7
CC9106	28088	22567	1.24	53.1	66.9	49.9	62.6	51.7	53.3

K_e : 実験より得られた弾性剛性
 K_s : 計算より得られた弾性剛性
 $Q_{1/3}$: 剛性が初期剛性の 1/3 の時のせん断力
 Q_{pe} : $= Q_{0.35\%}$ (0° 方向) : 0.35%offset耐力
 $= Q_{0.5\%}$ (45° 方向) : 0.5%offset耐力
 Q_y : パネルの降伏せん断耐力の計算値 (3.7 節で説明)
 Q_p : パネル内に一様な平面応力場を仮定して得られた全塑性せん断耐力 (3.6 節で説明)
 Q_T : 鋼構造塑性設計指針より得られた全塑性せん断耐力 (3.6 節で説明)
 Q_I : 伊藤の提案式より得られた全塑性せん断耐力 (3.6 節で説明)

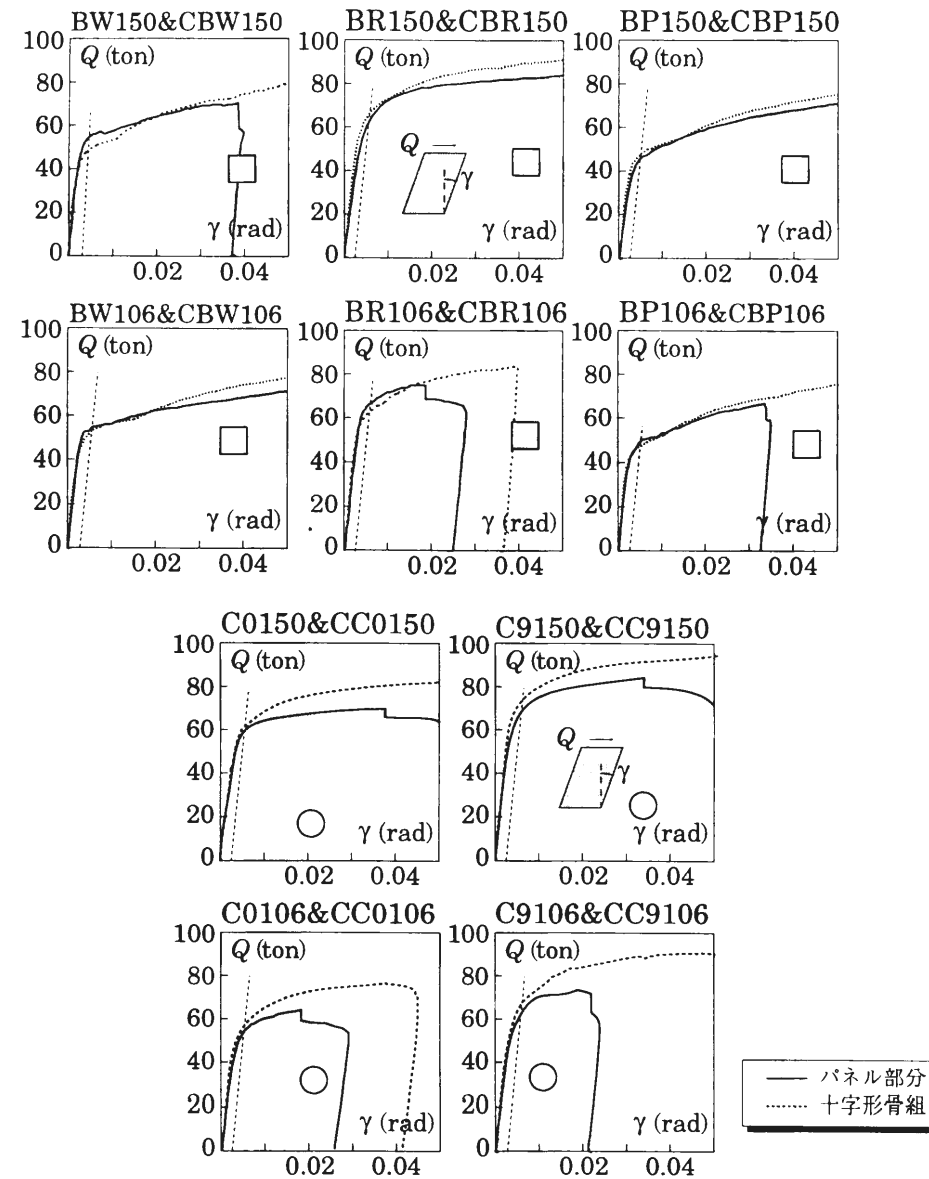


図 3.18 パネル部分試験体と十字形骨組パネル部分の骨格曲線の比較

3.4 幅厚比と載荷方向を主パラメータとした十字形骨組実験

3.4.1 試験体と実験方法

本節ではパネルの幅厚比を主パラメータとした十字形骨組について述べる。また、伊藤らが行った同じ鋼材・パラメータで行われた角形鋼管 45° 方向十字形骨組実験³⁻¹⁴⁾についてもふれ、十字形骨組での角形鋼管パネルの載荷方向による影響についても言及する。

表 3.6 に試験体一覧を示す。No.1～6 までは著者らが実験を行った試験体であり、No.7～15 が伊藤らが行った試験体³⁻¹⁴⁾である。No.1～6 までの角形鋼管 0° 方向の載荷では前節の十字形骨組試験体と同様の載荷・測定方法を用いている。No.7～15 の角形鋼管 45° 方向載荷試験体は、柱に 4 本の梁を取り付け、隣り合う 2 本ずつの梁に同方向の載荷を行い、パネルに 45° 方向のせん断力を載荷する(図 3.19 参照)。なお、制御変位はパネルのせん断変形角 γ であり、4 面のパネル各面に設置された変位計より得られるせん断変形角を $\gamma_1 \sim \gamma_4$ とすると次式で得られる。

$$\gamma = \frac{\sqrt{2}}{4} (\gamma_1 + \gamma_2 + \gamma_3 + \gamma_4) \quad (3.6)$$

表 3.6 試験体一覧

No.	試験体名	$\frac{D}{t}$	$\frac{h}{D}$	n	柱	梁	パネル	柱・パネルの材料	備考
1	B4216-0R	42	1.6	0.00	□-250×250×9	BH-400×200×6×12	□-250×250×6	BCR295	構面方向
2	B4216-5R	42	1.6	0.50			□-250×250×9		
3	B2816-0R	28	1.6	0.00			□-250×250×9		
4	B2816-5R	28	1.6	0.50			□-250×250×12		
5	B2116-0R	21	1.6	0.00			□-250×250×12		
6	B2116-5R	21	1.6	0.50			□-250×250×12		
7	D4216-0R	42	1.6	0.00	□-250×250×9	BH-400×200×6×12	□-250×250×6	BCR295	45° 方向
8	D4216-5R	42	1.6	0.47			□-250×250×6		
9	D2816-0R	28	1.6	0.00			□-250×250×9		
10	D2816-5R	28	1.6	0.51			□-250×250×9		
11	D2112-0R	21	1.2	0.00			□-250×250×12		
12	D2112-5R	21	1.2	0.46			□-250×250×12		
13	D2116-0R	21	1.6	0.00			□-250×250×12		
14	D2116-3R	21	1.6	0.22			□-250×250×12		
15	D2116-5R	21	1.6	0.46			□-250×250×12		

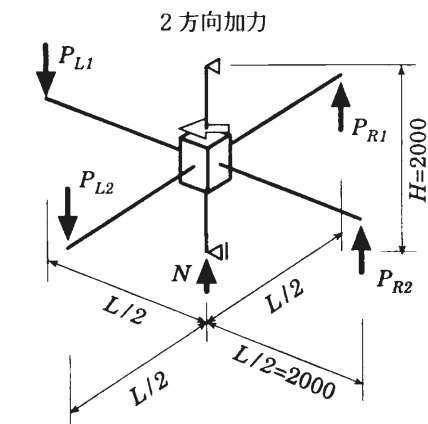


図 3.19 試験体模式図と載荷方法

載荷プログラムはパネルのせん断耐力 Q_p 時の弾性変形角に対し、4, 8, 12 倍のループをそれぞれ 2 回ずつ、あとは載荷装置の許す限り一定方向に載荷する。

3.4.2 実験結果

実験結果を表 3.7 に示す。表中の記号は、表 3.1 で用いたものと同じである。図 3.20 には実験から得られた剛性 K_e と計算から得られた剛性 K_s を図示している。角形鋼管 0° 方向試験体では実験と計算による弾性剛性は良く一致している。一方、角形鋼管 45° 方向試験体の一部では、計算値は実験値を 3 割以上も過小評価している。実験値が大きくなる理由としてパネルに接合した梁の影響が考えられる。0° 方向載荷の場合、パネルのフランジ部分にしか梁が接合されておらず、パネルのせん断変形に伴い梁断面が変形することはないが、45° 方向ではパネルの変形に伴い、梁の上下フランジが横にずれるような変形が生じる。これによるパネルの弾性剛性への影響を定量的に把握するには至っていないが、この影響により計算値は実験値を過小評価する。

図 3.21 には角形鋼管 0° 方向試験体から得られたパネルのせん断力－せん断変形角関係を示す。ここでは軸力比 0 のものを示す。幅厚比 42 の試験体を除いて安定した紡錘形の履歴性状が得られる。幅

表 3.7 実験結果一覧

No.	試験体名	σ_y (t/cm ²)	K_e (t/rad)	K_s (t/rad)	$\frac{K_e}{K_s}$	$Q_{1/3}$ (ton)	Q_{pe} (ton)	Q_y (ton)	Q_p (ton)	Q_T (ton)	Q_I (ton)
1	B4216-0R	4.27	26836	24504	1.10	56.0	70.2	67.7	76.2	76.2	76.2
2	B4216-5R		25706	24504	1.05	54.0	63.2	67.7	76.2	56.9	64.9
3	B2816-0R		40981	35183	1.16	77.8	96.6	91.9	103.3	103.3	103.3
4	B2816-5R	3.99	35845	35183	1.02	81.2	95.5	91.9	103.3	77.3	87.8
5	B2116-0R		55205	45219	1.22	95.0	122.5	118.0	132.7	132.7	132.7
6	B2116-5R	3.94	49049	45219	1.08	102.5	121.5	118.0	132.7	99.4	112.4
7	D4216-0R	4.27	26377	24504	1.08	72.1	91.3	69.8	104.7	-	79.2
8	D4216-5R		24452	24504	1.00	66.6	83.3	61.4	92.1	-	67.9
9	D2816-0R		39303	35183	1.12	108.7	129.9	93.2	139.8	-	106.9
10	D2816-5R	3.99	39616	35183	1.13	92.4	120.5	80.4	120.6	-	89.4
11	D2112-0R		63539	45219	1.41	134.5	175.1	117.8	176.6	-	149.9
12	D2112-5R	3.94	62747	45219	1.39	120.8	162.2	104.8	157.1	-	130.5
13	D2116-0R		54421	45219	1.20	129.9	162.2	117.8	176.6	-	136.7
14	D2116-3R		49113	45219	1.09	130.5	162.3	114.8	172.1	-	132.7
15	D2116-5R		56540	45219	1.25	118.6	152.7	104.8	157.2	-	119.0

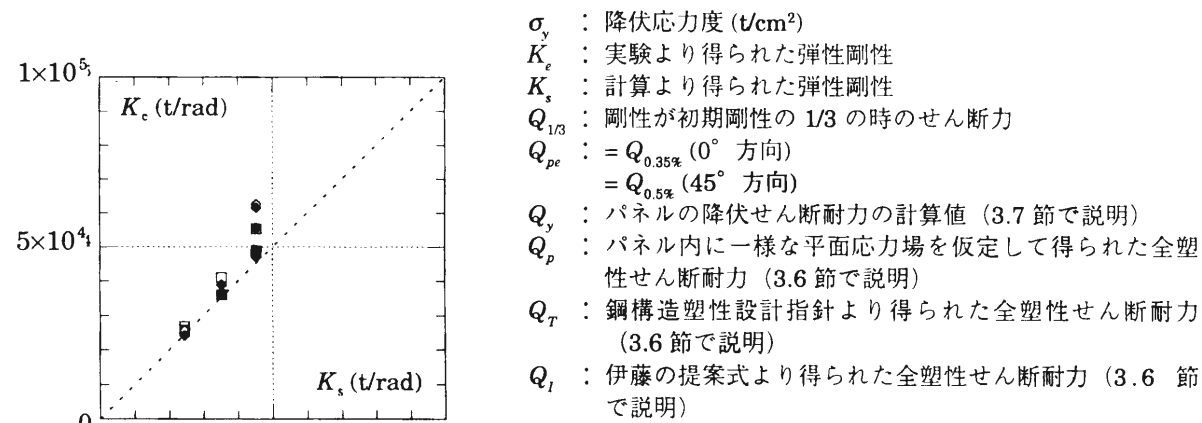


図 3.20 弾性剛性の比較

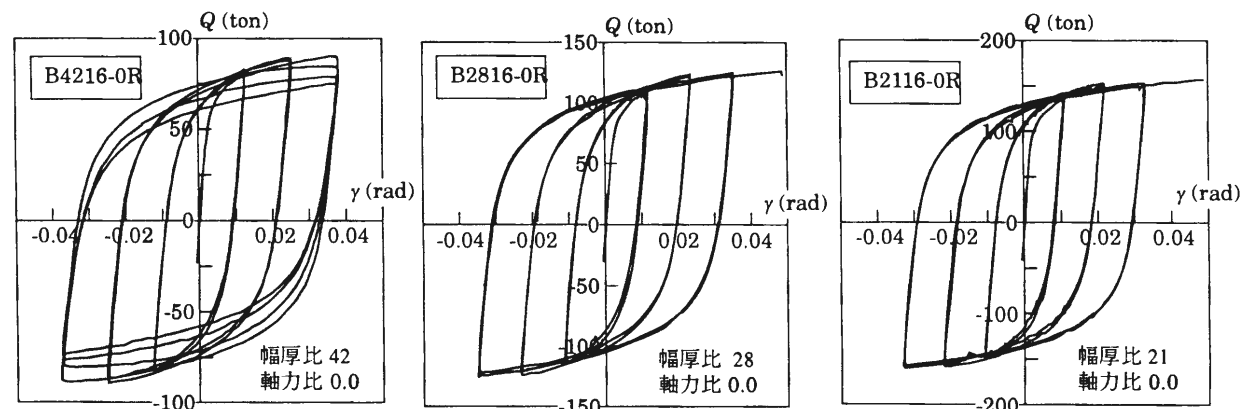


図 3.21 パネルせん断力-せん断変形角関係 (角形鋼管 0° 方向・軸力比 0)

厚比 42 の試験体では図 3.22 の写真に示すようにパネルに面外変形が生じ、徐々に耐力が低下する履歴となった。軸力比 0.5 の試験体も同様な傾向が見られた。一方、角形鋼管 45° 方向試験体では、4 本の梁がパネルに接合されているため、図 3.22 のようなパネル面の面外変形は生じず、安定した履歴が得られた³⁻¹⁴⁾。



図 3.22 最終状態 (B4216-0R)

(1) 荷重方向の影響

図 3.23 に荷重方向をパラメータとした骨格曲線を示す。縦軸は $A_p \tau_y$ で無次元化されたパネルせん断力 Q を、横軸は降伏せん断変形角 γ_y で無次元化されたせん断変形角を示す。ただし、 A_p は (3.4) 式で示すパネル断面積の 1/2 であり、 τ_y は降伏せん断応力度である。図 3.24 には荷重方向以外の実験パラメータが同じである角形鋼管 0° 方向試験体のせん断耐力 $Q_{pe}|_{0^\circ}$ で無次元化した角形鋼管 45° 方向試験体のせん断耐力 Q_{pe} を示す。角形鋼管 0° 方向試験体に対する角形鋼管 45° 方向試験体のパネルせん断耐力 Q_{pe} は軸力比が 0 の場合は 130～134% 程度になる。せん断耐力 Q_{pe} 以降の塑性域における角形鋼管 0° 方向試験体と角形鋼管 45° 方向試験体のせん断力の比も、パネルの面外変形による耐力低下以前であれば、大きく変化することはない。3.2 節で述べたパネル部

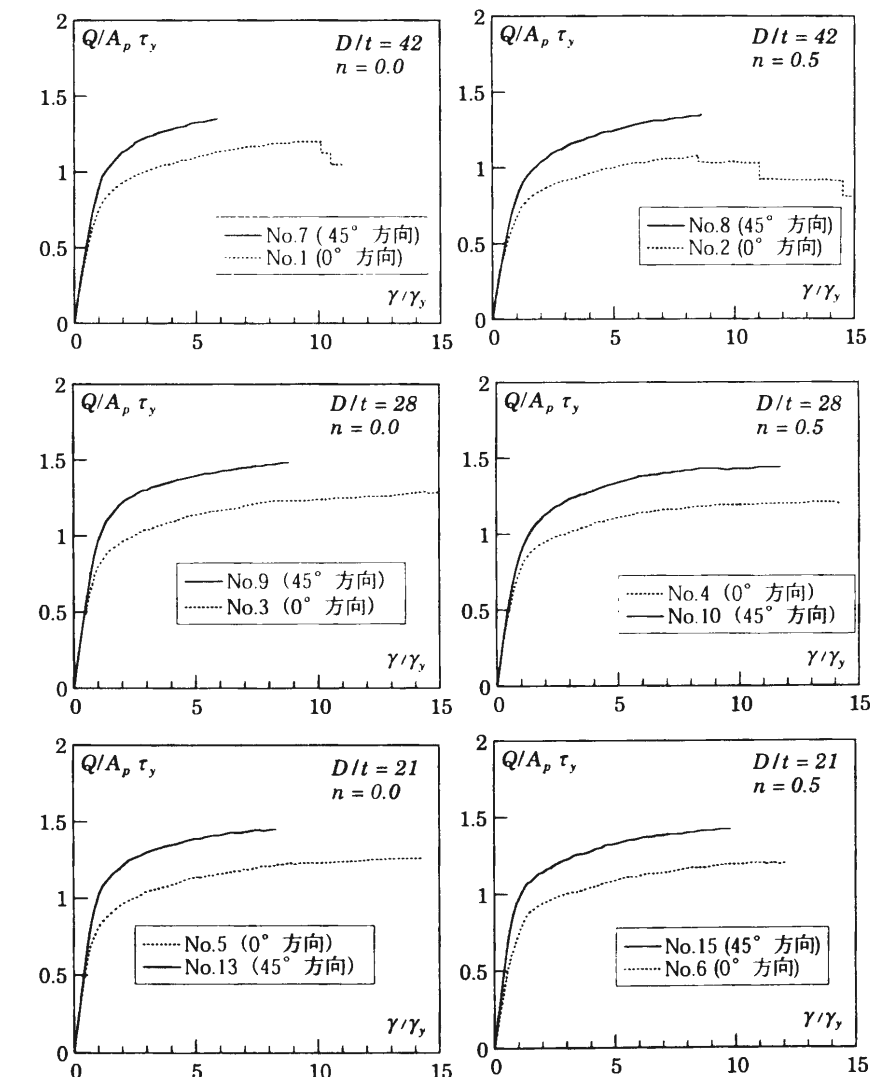


図 3.23 荷重方向の影響 (骨格曲線)

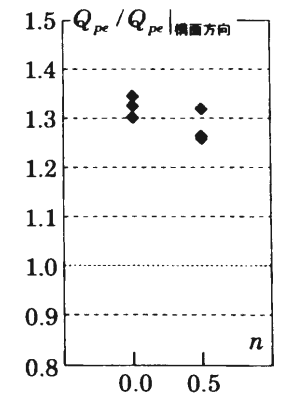


図 3.24 荷重方向の影響

分試験体による実験結果と比較すると十字形骨組試験体では、角形鋼管 0° 方向試験体に対する角形鋼管 45° 方向試験体のパネルせん断耐力の比は10～15%程度大きくなっている。これは、パネルに接合された梁の影響であると考えられる。文献3-17)によれば、定量的な把握には至っていないものの梁ウェブがパネルせん断力の一部を負担していることがFEM解析により明らかになっている。

(2) 幅厚比の影響

図3.25, 3.26にそれぞれ、軸力比ごとにまとめた角形鋼管 0° 方向・ 45° 方向試験体の骨格曲線を示す。角形鋼管 0° 方向試験体では、 $D/t = 21, 28$ の骨格曲線はほぼ一致するものの、 $D/t = 42$ の骨格曲線は軸力比0の場合で数%、軸力比0.5の場合で約10%その他の幅厚比の試験体と比較してせん断耐力が小さくなる。 45° 方向载荷の試験体においても 0° 方向载荷の場合と同様にせん断耐力 Q_{pe} レベルでは $D/t=21$ と $D/t=28$ の間ではほとんど差は見られないが、 $D/t=42$ の場合は若干せん断耐力がその他の幅厚比のものと比較して小さくなる。

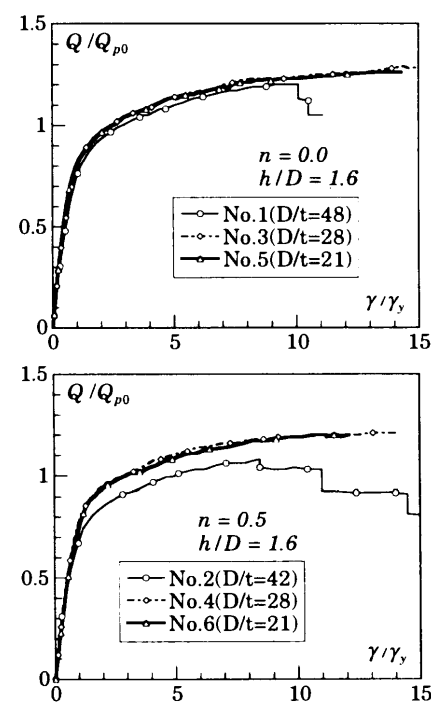


図 3.25 幅厚比の影響 (0° 方向)

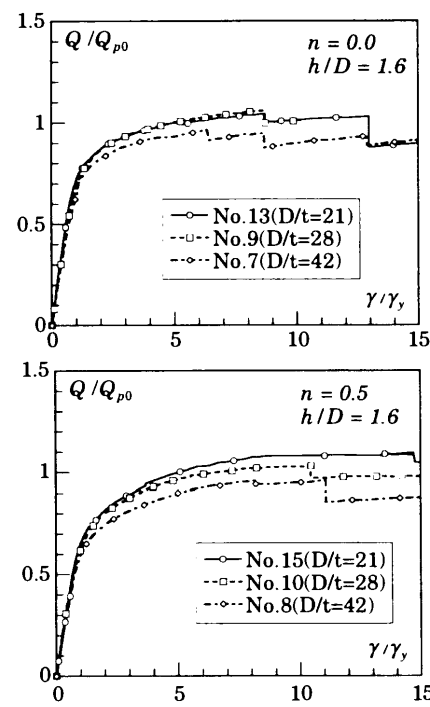


図 3.26 幅厚比の影響 (45° 方向)

(3) 軸力比の影響

図3.27には軸力比以外の実験パラメータが同じである試験体のせん断耐力 Q_{pe} を軸力比0の試験体のせん断耐力 $Q_{pe}|_{n=0}$ で無次元化したもの(軸力比によるせん断耐力低下率)を示す。図中の点線は $Q_{pn}/Q_{pn}|_{n=0} = \sqrt{1-n^2}$ を表す。せん断耐力 Q_{pe} の軸力比によるせん断耐力低下率は、軸力比 $0.5 \cdot 0^\circ$ 方向载荷の場合、 $0.90 \sim 0.99$ となる。ただし、パネルに面外変形を生じた幅厚比42のNo.15試験体を除けば、角形鋼管 0° 方向試験体の耐力低減率は0.99となり、本実験での軸力の範囲では、軸力による耐力低下をほぼ無視できることがわかる。一方、角形鋼管 45° 方向試験体では、軸力が大きくなるにしたがい耐力が低下し、 $\sqrt{1-n^2}$ の1割増し程度の値となる。3.2節のパネル部分試験体と比較すると軸力による耐力低下は若干小さくなる。これもパネルに接合されている梁の影響であり、パネルに作用する軸力の一部が梁ウェブを通り伝達されているものと考えられる。

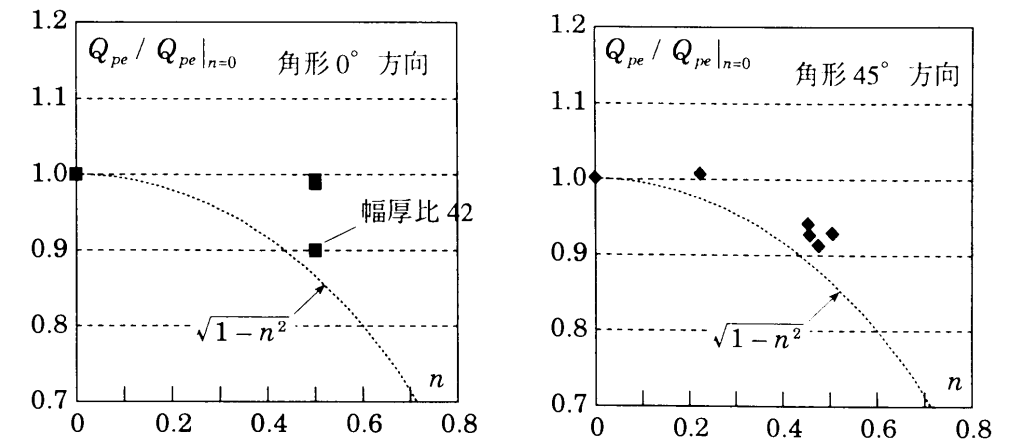


図 3.27 軸力による影響

3.5 パネルの弾性剛性

図3.28に角形鋼管 $0^\circ \cdot 45^\circ$ 方向と円形鋼管の計算剛性 K_s ((3.4) 式参照)と実験からえられた弾性剛性 K_e の関係をまとめて示す。既に3.2.2, 3.4.2項で述べたように、実験剛性 K_e は計算剛性 K_s に対して最大1割前後の差がみられるものの、パネルの断面形(角形 $0^\circ \cdot 45^\circ \cdot$ 円形)・鋼管種・軸力比・アスペクト比によらず計算剛性 K_s ((3.4) 式参照)でパネルの実験剛性を概ね評価できることがわかる。2章で示したようにパネルの弾性変形が骨組の弾性変形に占める割合が1～2割であることを考慮すれば、計算剛性 K_s によるパネルの弾性剛性の評価に含まれる誤差が、骨組の弾性剛性に与える影響は数%程度になることを付記しておく。

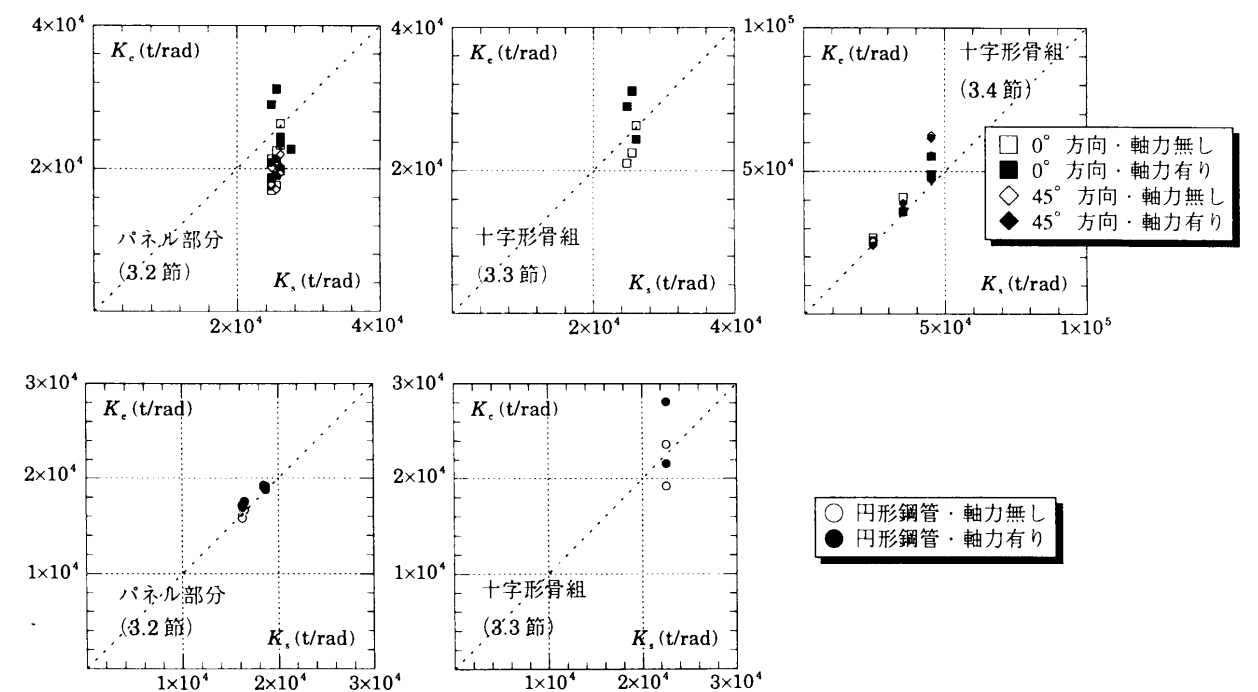


図 3.28 剛性評価式と実験結果の比較

3.6 パネルの全塑性せん断耐力

1) 曲げの影響

パネルは逆対称曲げモーメント・せん断力・軸力を受ける部位であり、パネル内部の応力状態は非常に複雑である。曲げを考慮せず、せん断力のみで降伏するものとして得られたパネルの全塑性せん断耐力 Q_{p0} は以下の式で得られる（図 3.29 参照）。ただし、ここでは、軸力による影響は無視して考える。

$$\text{角形鋼管 } 0^\circ \text{ 方向・円形鋼管} : Q_{p0} = 2 d_c t_p \tau_y \quad (3.7)$$

$$\text{角形鋼管 } 45^\circ \text{ 方向} : Q_{p0} = 2 \{ \sqrt{2} d_c - 2 r_m (\sqrt{2} - 1) \} t_p \tau_y \quad (3.8)$$

(3.8) 式は隅角部にアールを有する角形鋼管を対象としており、溶接組立鋼管では $r_m = 0$ として考える。一方、曲げを考慮したパネルの全塑性せん断耐力式として、田中らの提案したパネルの全塑性せん断耐力式³⁻¹⁸⁾（以下では田中式と呼び、これから得られるパネルの全塑性せん断耐力を Q_p と表す）と伊藤らの提案したパネルの全塑性せん断耐力式³⁻¹²⁾（以下では伊藤式、これから得られるパネルの全塑性せん断耐力を Q_i と表す）が挙げられる。前者の田中式は、曲げ・せん断力・軸力を考慮した塑性解析より得られた結果から提案された設計式であり、鋼構造塑性設計指針³⁻¹⁹⁾ではこの式を柱・梁接合部パネルの必要パネル厚の計算式として用いている。鋼構造塑性設計指針では降伏せん断応力度を $\tau_y = \sigma_y / 1.5$ として計算されているので、ここでは、 $\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$ として計算された元の提案式に基づいて評価を行う。ただし、提案されているせん断耐力式は H 形断面・角形鋼管 0° 方向・円形鋼管に対してのみであり、角形鋼管 45° 方向に対する耐力式は提案されていない。一方、伊藤らは角形鋼管 45° 方向に対する耐力式も提案している。伊藤式ではせん断力 Q ・曲げモーメント M ・軸力 N を考慮し、図 3.30 に示すような断面力分布を仮定する。耐力はパネル中央よりパネルせいの $1/3$ の高さの断面応力で算定される。パネル断面に曲げモーメントのみを負担する領域を仮定し、残りの部分でせん断力と軸力を均等に負担させ、断面力の釣合条件と Von Mises の降伏条件式によりパネルの全塑性耐力式を導

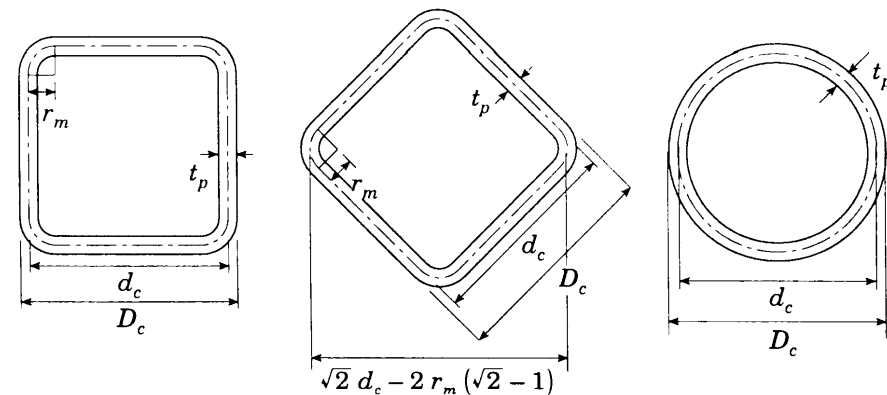


図 3.29 パネルの断面形状

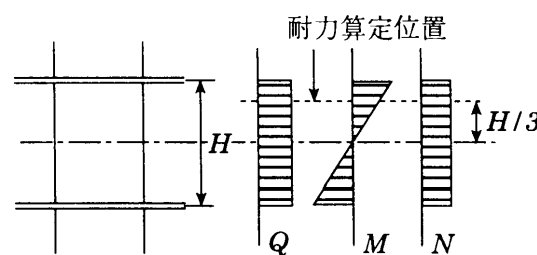


図 3.30 伊藤式における断面力分布

いている。

これらの式で考慮されている曲げによるせん断耐力への影響については、パネルのアスペクト比をパラメータとして文献 3-20) で詳細に検討されている。図 3.31 に田中・伊藤式より得られる耐力を (3.7), (3.8) 式で得られた Q_{p0} で無次元化したものを、パネルのアスペクト比 d_b/d_c を横軸に取って示している。図より得られた結論は以下の通りである。

- 角形鋼管 0° 方向では、パネルフランジが曲げを負担する役割を果たす役割を果たすため、一般的なパネルアスペクト比の範囲 (1.0 ~ 2.0) では、曲げがパネルの全塑性せん断耐力に及ぼす影響はほとんどない。曲げの影響により全塑性せん断耐力の低下が始まるのは、田中式ではアスペクト比が $\sqrt{3} \div 1.73$ 以上、伊藤式では $3\sqrt{3}/2 \div 2.60$ 以上である。
- 角形鋼管 45° 方向では、曲げによるパネルの全塑性せん断耐力の低下がここで取り上げた 3 つのパネル断面の中で最も顕著に現れる。伊藤式では Q_{p0} と比較してアスペクト比 1.0 のとき 16%，1.5 のとき 23%，2.0 のとき 30% 小さくなる。
- 円形鋼管に対する伊藤式による全塑性せん断耐力は、 Q_{p0} と比較してアスペクト比 1.0 のとき 6%，1.5 のとき 13%，2.0 のとき 21% 小さくなる。田中式によるせん断耐力はアスペクト比 1.0 以下では $\sqrt{3}/2 Q_{p0}$ で一定、1.0 以上では曲げによる影響を考慮し、 Q_{p0} と比較してアスペクト比 1.5 のとき 22%，2.0 のとき 33% 小さくなる。

3.2~3.4 節で得られた実験結果からパネルの全塑性せん断耐力に及ぼす曲げの影響について検討する。図 3.32 には 3.2 節のパネル部分試験体載荷試験より得られたパネルの全塑性せん断耐力 Q_{pe} を Q_{p0} で無次元化したものをアスペクト比を横軸にとり示す。ただし、軸力比 0 の試験体のみである。図 3.33 には 3.3, 3.4 節の十字形骨組試験より得られた結果について同様に示している。左から角形鋼管 0° 方向、角形鋼管 45° 方向、円形鋼管について示す。図より得られる結果を以下に列記する。

- 角形鋼管 0° 方向・・・パネル部分試験体ではアスペクト比が 1.0 から 1.5 になると、全塑性せん断耐力が 5 ~ 10% 程度小さくなる。しかしながら $Q_{pe} / Q_{p0} = 0.90 \sim 1.03$ であり、 Q_{p0} で全塑性せん断耐力を評価できる。アスペクト比 1.5, 1.6 の十字形骨組試験体では $Q_{pe} / Q_{p0} = 0.89 \sim 0.93$ であり、パネル部分試験体と同様に Q_{p0} で全塑性せん断耐力を評価できる。
- 角形鋼管 45° 方向・・・パネル部分試験体では、アスペクト比 1.0 のとき $Q_{pe} / Q_{p0} = 0.85 \sim 0.92$ ，アスペクト比 1.5 の時 $Q_{pe} / Q_{p0} = 0.78 \sim 0.85$ であり、角形鋼管 0° 方向の場合と比較してアスペクト比の増大に伴う全塑性せん断耐力の低下は大きくなる。一方、十字形骨組試験体では、アスペクト比 1.2 のとき $Q_{pe} / Q_{p0} = 0.99$ ，アスペクト比 1.6 の時 $Q_{pe} / Q_{p0} = 0.87 \sim 0.94$ であり、角形鋼管 0° 方向で得られた値と同程度である。また、パネル部分試験体と比較するとアスペクト比の増大に伴う全塑性せん断耐力の低下が小さくなっている。これは、パネルの

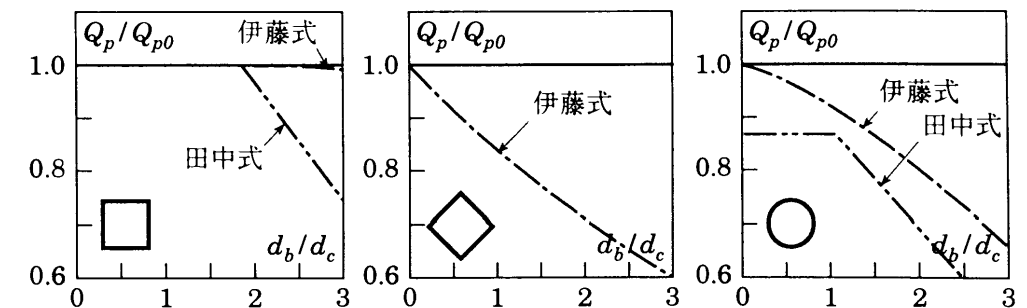


図 3.31 パネルアスペクト比がせん断耐力に与える影響（文献 3-20）

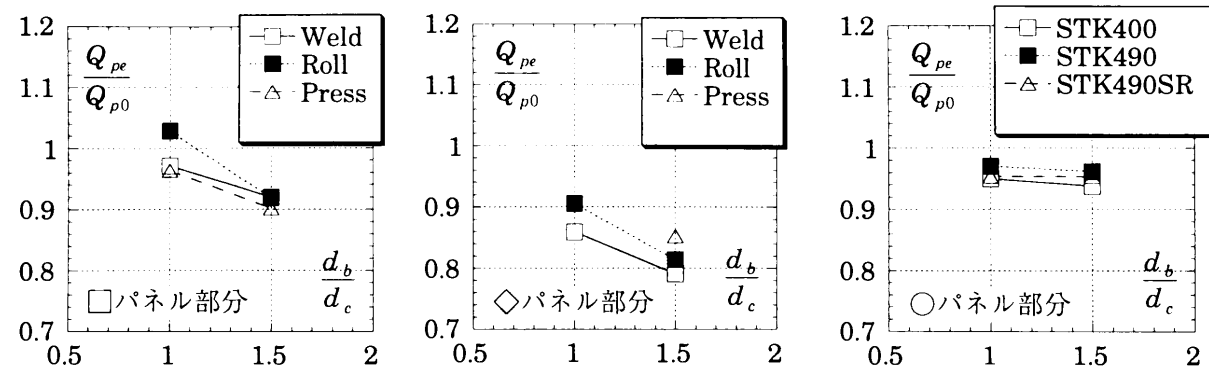


図 3.32 曲げによるパネル全塑性せん断耐力に及ぼす影響 (3.2 節のパネル部分試験体)

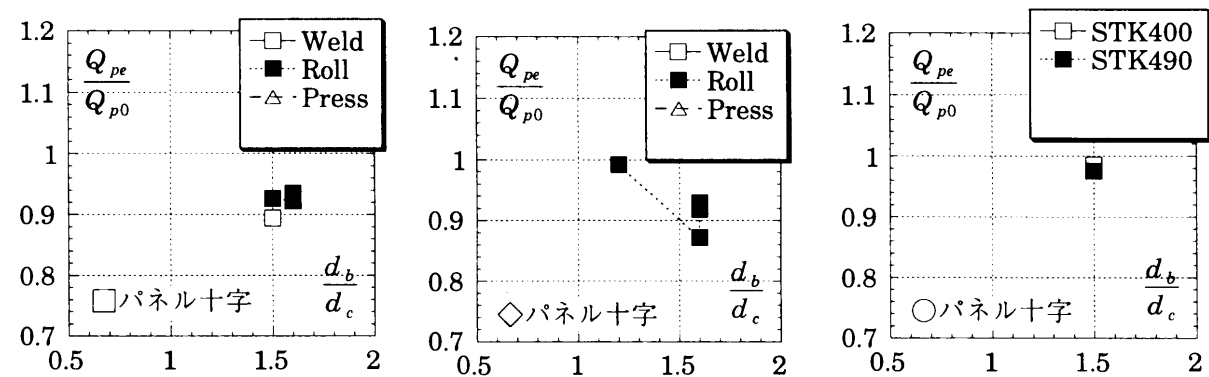


図 3.33 曲げによるパネル全塑性せん断耐力に及ぼす影響 (3.3,3.4 節の十字形骨組試験体)

4 方に接合された梁の影響であり、梁が曲げモーメントを負担しているためである。

- ・ 円形鋼管・・・パネル部分試験体では、アスペクト比 1.0 のとき $Q_{pe} / Q_{p0} = 0.95 \sim 0.97$ 、アスペクト比 1.5 のとき $Q_{pe} / Q_{p0} = 0.94 \sim 0.96$ であり、アスペクト比の増大に伴う全塑性せん断耐力の低下は少ない。十字形骨組試験体ではアスペクト比 1.5 のとき $Q_{pe} / Q_{p0} = 0.98 \sim 0.99$ であり、パネル部分試験体と比較すると若干曲げによる耐力の低減は小さくなっている。いずれも伊藤式・田中式から予測されるほどの曲げによる全塑性せん断耐力の低下はみられなかった。
- ・ 鋼管の製法・種別による影響・・・角形鋼管の製法（溶接組立鋼管・ロール成形鋼管・プレス成形鋼管）・円形鋼管の種別（STK400・STK490・STK490 を応力除去したもの）による Q_{pe} / Q_{p0} の差は数%程度であり、耐力評価式を鋼管の製法・鋼管種別により変更する必要は無いものと考えられる。

2) 載荷方向による影響

3.2～3.4 で述べたように、軸力比 0 のパネル部分試験体では載荷方向が 0° 方向から 45° 方向に変わると全塑性せん断耐力は 20～30%，十字形骨組試験体では 30～34% 大きくなる。一方、(3.7), (3.8) 式では載荷方向が 0° 方向から 45° 方向に変わると Q_{p0} は隅角部にアールを有するロール・プレス成形鋼管では 33～37%，アールを持たない溶接組立鋼管では 41% 大きくなり、パネル部分試験体の実験結果と比較すると Q_{p0} は角形鋼管 45° 方向パネル部分試験体の全塑性せん断耐力を最大 15% の過大評価する。一方、十字形骨組試験体では梁の影響によりパネル部分試験体と比較してパネルの全塑性せん断耐力が大きくなるため、 Q_{pe} は十字形骨組実験より得られるせん断耐力を数% 過大評価するにとど

り、実験結果を Q_{p0} ではほぼ評価できる。

3) 軸力比による影響

軸力比がパネルの全塑性せん断耐力に与える影響は、本来その影響を独立に考えられるものではなく、パネルのアスペクト比とも相関関係を有するものである。しかしながら、一般的なパネルアスペクト比 (1.0～2.0) の場合、アスペクト比が全塑性せん断耐力に及ぼす影響は小さく、パネルに一樣な平面応力場を仮定した Q_{p0} でパネルの全塑性せん断耐力をほぼ評価することができる。したがって、ここでは軸力による全塑性せん断耐力への影響をアスペクト比とは独立に考えることができるものと仮定して、評価を試みる。

パネルに一樣に軸力が作用すると考えると、軸力による降伏せん断応力度の低下は $\sqrt{1-n^2}$ で表される。ただし、 n は軸力比である。図 3.8, 3.22 より、角形鋼管 45° 方向・円形鋼管については軸力による全塑性せん断耐力の低下をこの $\sqrt{1-n^2}$ ではほぼ表現でき、以下の式でせん断耐力 Q_p を表す。

$$\text{角形鋼管 } 45^\circ \text{ 方向・円形鋼管} : Q_p = \sqrt{1-n^2} Q_{p0} \quad (3.9)$$

角形鋼管 0° 方向についてはパネルフランジに軸力が再配分されるため、パネルウェブ面への軸力が小さくなり、 $\sqrt{1-n^2}$ ほど全塑性せん断耐力が低下しないことがわかった。したがって、角形鋼管 0° 方向では、フランジで軸力を負担できる軸力比 n が 0.5 までの範囲では、軸力によるパネルの全塑性せん断耐力の低下はないものとする。 $n > 0.5$ の範囲ではフランジで負担できなかった残りの軸力により全塑性せん断耐力が小さくなるものとする。すなわち次式で Q_p を表す。

$$\text{角形鋼管 } 0^\circ \text{ 方向} : Q_p = \sqrt{1-(2(n-0.5))^2} Q_{p0} = 2\sqrt{n(1-n)} Q_{p0} \quad (3.10)$$

図 3.34, 3.35 には角形鋼管 0° 方向のパネル部分試験体、十字形骨組試験体から得られる全塑性せん断耐力 Q_{pe} を軸力比 $n=0$ の時の全塑性せん断耐力で除した値を示している。また、同図中には (3.9), (3.10) 式で表されている軸力による全塑性せん断耐力の低下を点線で示している。図より、(3.9) 式よりも (3.10) 式の方が角形鋼管 0° 方向の軸力による低下をよく表している。十字形骨組試験体では幅厚比 42 のパネルのせん断耐力を (3.10) 式は 1 割程度過大評価している。幅厚比 42 は柱でいうと FC ランクの断面であり、柱とパネルの断面が同じであればあまり用いられることは無いが、パネルを積極的に塑性化させるためなどに用いる場合には、パネルのせん断耐力を Q_p よりも小さくなることを考慮する必要がある。

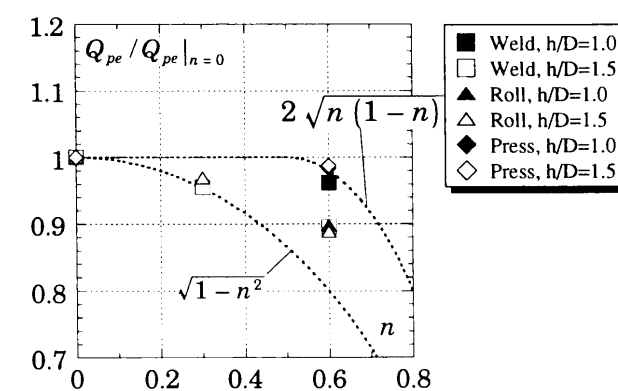


図 3.34 軸力の影響 (パネル部分試験体)

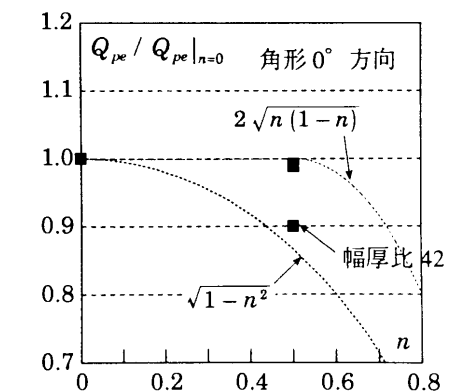


図 3.35 軸力の影響 (十字形骨組試験体)

4) 既往の実験結果と耐力式の比較

図 3.36, 3.37 には角形鋼管と円形鋼管の実験より得られたせん断耐力 Q_{pe} と(3.9), (3.10) 式によるせん断耐力 Q_p , 伊藤式による Q_I , 田中式による Q_T との比較を示している. 斜めの点線にプロットが近いほど耐力式より得られたパネルのせん断耐力と実験より得られたせん断耐力が良く一致していることを示している. 今回提案した Q_p と田中式・伊藤式の中では, Q_p が実験結果より得られたパネルのせん断耐力と最もよく対応している. 角形鋼管 0° 方向では $Q_{pe}/Q_p = 0.83 \sim 0.94$ (平均値 0.90), 角形鋼管 45° 方向では, $Q_{pe}/Q_p = 0.87 \sim 1.03$ (平均値 0.95), 円形鋼管では, $Q_{pe}/Q_p = 0.98 \sim 1.12$ (平均値 1.03) となる.

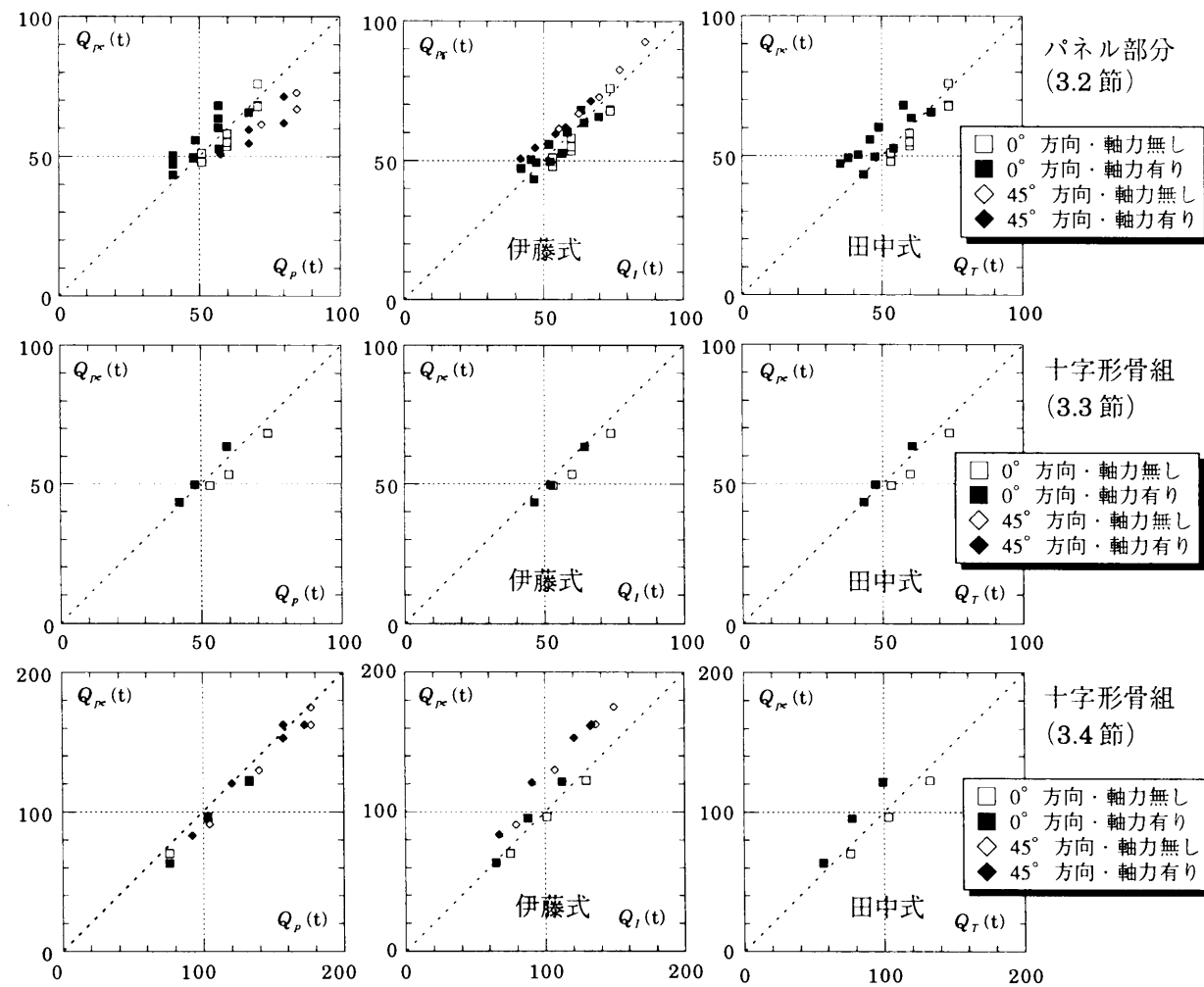


図 3.36 全塑性せん断耐力式と実験結果の比較 (角形鋼管・ 0° 方向と 45° 方向)

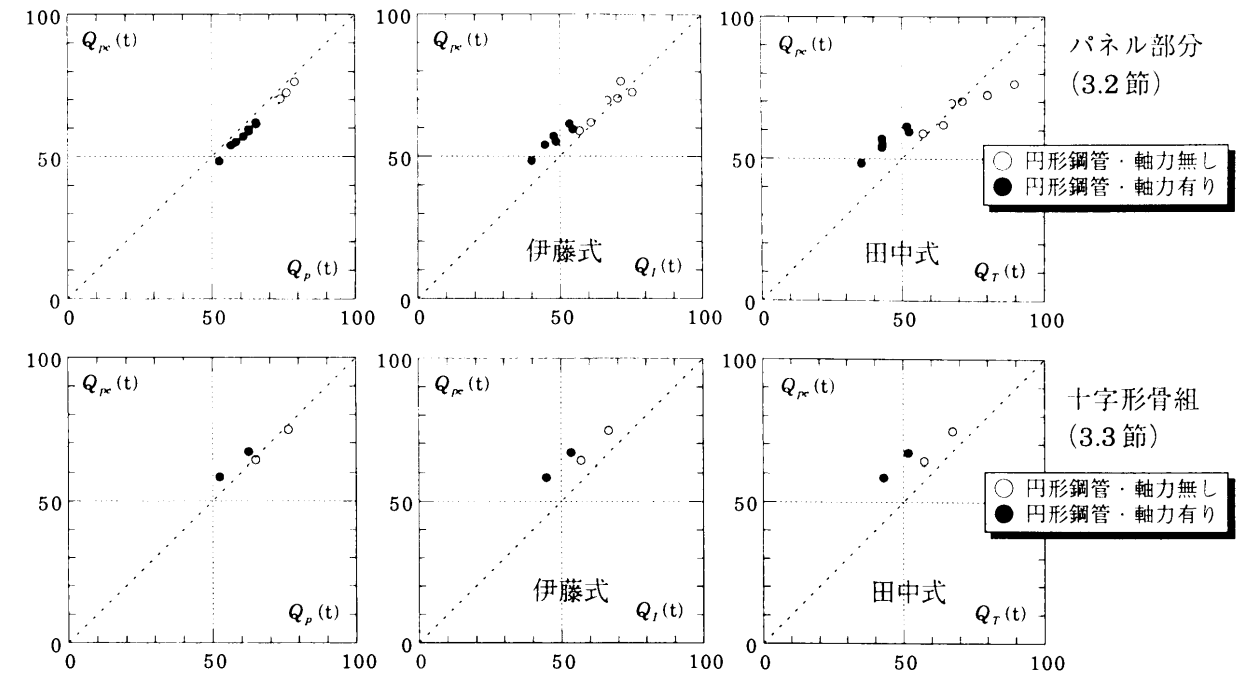


図 3.37 全塑性せん断耐力式と実験結果の比較 (円形鋼管)

3.7 パネルの降伏せん断耐力

パネルの許容応力度設計に用いることを想定したパネルの降伏せん断耐力について考える. ここでは, 曲げ材の降伏モーメントに相当するパネルのせん断力を降伏せん断耐力と呼ぶ. パネル載荷実験より得られるせん断力-せん断変形角関係で剛性が初期剛性の $1/3$ までに低下した点でのせん断力を $Q_{1/3}$ とし, これを実験から得られる降伏せん断耐力と考える.

まず, 実験から得られる降伏せん断耐力に及ぼす軸力の影響について検討する. 図 3.38 に $Q_{1/3}$ を同パラメータの軸力比 0 の試験体の $Q_{1/3}$ で無次元化したものを角形鋼管 0° 方向・角形鋼管 45° 方向・円形鋼管別に示す. 軸力による降伏せん断耐力の低下は全塑性せん断耐力 Q_{pe} の場合と同様に評価することができる. 次に実験による降伏せん断耐力を次式で表される降伏せん断耐力 Q_y で評価することを試みる. 降伏せん断耐力 Q_y は, 曲げ材の形状係数に相当する係数 κ でパネルの全塑性せん断耐力 Q_p を除して表す.

$$Q_y = Q_p / \kappa \quad (3.11)$$

ただし, κ は平面保持の仮定に基づいて計算された弾性せん断応力度分布 (図 3.39 参照) の最大せん断応力度と平均せん断応力度の比であり, 次式で得られる.

$$\kappa = 9/8 \div 1.125 \quad (\text{角形鋼管 } 0^\circ \text{ 方向}) \quad (3.12)$$

$$\kappa = 3/2 = 1.5 \quad (\text{角形鋼管 } 45^\circ \text{ 方向}) \quad (3.13)$$

$$\kappa = 4/\pi \div 1.273 \quad (\text{円形鋼管}) \quad (3.14)$$

(3.11) 式により得られる各試験体の Q_y は表 3.1, 3.5, 3.7 の実験結果一覧の中に付記している. 図 3.40, 3.41 には, (3.11) 式で得られる Q_y と実験から得られる $Q_{1/3}$ の比較を示す. 図より円形鋼管では実験より得られる降伏せん断耐力 $Q_{1/3}$ と (3.11) 式より得られるパネルの降伏せん断耐力 Q_y が良く対応している. 角形鋼管 0° 方向の場合, Q_y は実験より得られた降伏せん断耐力 $Q_{1/3}$ を平均 11% 過大評価する. これは全塑性せん断耐力の実験値 Q_{pe} と計算値 Q_p の差とはほぼ一致するので, κ の評価に影響を及

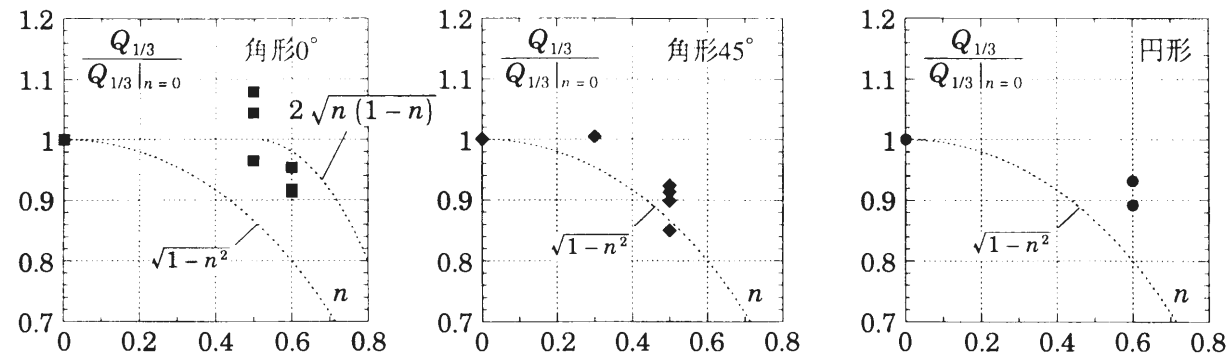


図 3.38 降伏せん断耐力に及ぼす軸力の影響

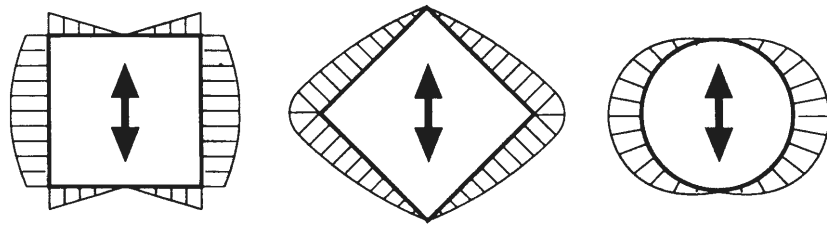


図 3.39 平面保持の仮定に基づく弾性せん断応力度分布

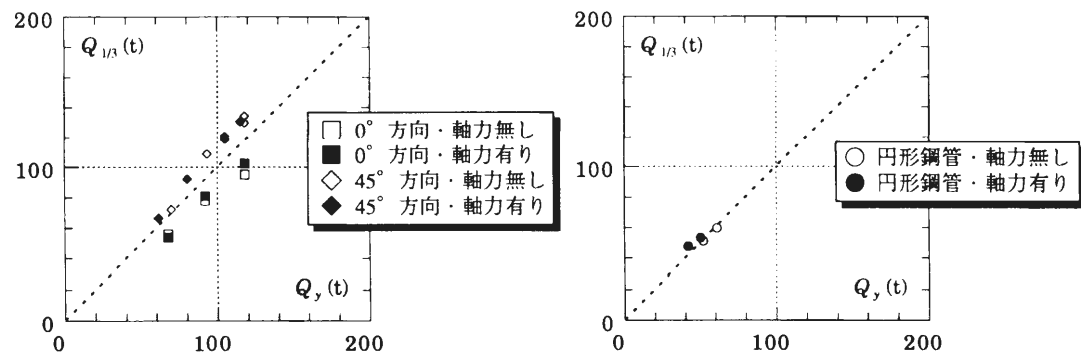


図 3.40 降伏せん断耐力の実験値と計算値の比較（角形鋼管）

図 3.41 降伏せん断耐力の実験値と計算値の比較（円形鋼管）

ばすものではない。実験から得られたパネルの降伏せん断耐力 $Q_{1/3}$ と計算値 Q_y の差が最も大きくなるのは角形鋼管 45° 方向であり、 Q_y は $Q_{1/3}$ を平均 13 % 程度過小評価する。

3.8 結

本章では、角形鋼管柱・H 形断面梁接合部パネル・円形鋼管柱・H 形断面梁接合部パネルを対象とし、その剛性・耐力を含む履歴挙動を把握することを目的とした実験について述べた。実験は通しダイアフラム形式のパネルを対象としたパネル部分せん断荷重実験・十字形分解骨組荷重実験の 2 種類であり、両者の実験結果を比較検討した。得られた結果を以下に要約する。

- 1) パネル部分荷重実験、十字形骨組荷重実験から得られる角形鋼管の製造方法・円形鋼管の鋼種別のパネルの履歴性状の特徴は、次に述べるそれぞれの繰返し素材試験結果のものと一致した。すなわち、ロール成形鋼管は耐力上昇が小さく移動硬化的な性状を示し、溶接組立鋼管、プレス成

形鋼管および円形鋼管はひずみ振幅が大きくなると耐力が上昇する。

- 2) パネルのせん断剛性はせん断変形のみを考慮した(3.4) 式の K_s で概ね評価できる。
 - 3) アスペクト比が 1.0 から 1.5 が変わることでパネルのせん断耐力は 1 割程度小さくなる。これはパネルせいの増大に伴いパネル端部に作用する曲げモーメントが増大するためである。
 - 4) 軸力が作用すると軸力無しの場合と比較してパネルのせん断耐力は低下する。ただし、角形鋼管 0° 方向試験体では、幅厚比 42 の試験体を除き軸力によるせん断耐力の低下は数%に留まる。また、角形鋼管 45° 方向・円形鋼管試験体の軸力によるせん断耐力の低下は角形鋼管 0° 方向試験体と比較して大きくなる。
 - 5) 軸力が作用する試験体では、軸力とせん断力が同時に作用するウェブがフランジより先に降伏し、その軸方向剛性が低下するため、塑性化の進展に伴ってウェブからフランジに軸力が再配分される。このため、軸力比が 0 の試験体の場合より早期に剛性が低下するものの、徐々にせん断耐力が上昇するようなせん断力-せん断変形角関係を示す。
 - 6) 軸力比が 0 の場合、 45° 方向試験体のパネルせん断耐力は 0° 方向試験体と比較して 2 ～ 3 割程度大きくなる。一方、軸力比が 0.6 の場合には、1 割弱しか上昇しない。
 - 7) 軸力比が大きくなるとパネルの軸方向変形も大きくなり、繰返し荷重に伴い軸方向変形が累積していく。
 - 8) パネル部分せん断荷重実験と十字形骨組実験から得られた骨格曲線の比較から、角形鋼管柱試験体の場合、変形角が 0.02rad 以下の範囲では両曲線の耐力はほぼ一致する。一方、円形鋼管柱試験体では変形角が 0.01rad 程度以下の範囲で両者の耐力は良く対応する。この傾向は鋼種、製造方法、軸力比、アスペクト比に依存しない。
- さらに伊藤らの行った 45° 方向十字形骨組荷重試験との比較より、以下のことがわかった。
- 9) 45° 方向十字形骨組試験から得られた結果、実験剛性と計算剛性の比・ 0° 方向に対する 45° 方向のせん断耐力の比は大きくなり、軸力比が 0 の試験体に対する軸力が作用する場合のせん断耐力の比は小さくなる。いずれもパネルにとりつく梁の影響によるものと考えられるが、定量的な評価には至っていない。

上記の実験結果を検討し、図 3.29 に示す角形鋼管 0° 方向、角形鋼管 45° 方向、円形鋼管パネルの全塑性せん断耐力・降伏せん断耐力の評価式を提案した。以下に、得られた結果を列記する。

- 10) パネルの全塑性せん断耐力は次式の Q_p で評価する。

$$\begin{aligned} \text{角形鋼管 } 0^\circ \text{ 方向} &: Q_p = 2 d_c t_p \tau_y & (0 \leq n \leq 0.5) \\ & Q_p = 2 \sqrt{n(1-n)} 2 d_c t_p \tau_y & (0.5 < n \leq 1.0) \\ \text{角形鋼管 } 45^\circ \text{ 方向} &: Q_p = \sqrt{1-n^2} 2 \{ \sqrt{2} d_c - 2 r_m (\sqrt{2} - 1) \} t_p \tau_y \\ \text{円形鋼管} &: Q_p = \sqrt{1-n^2} 2 d_c t_p \tau_y \end{aligned}$$

- 11) パネルの降伏せん断耐力は次式の Q_y で評価する。

$$Q_y = Q_p / \kappa$$

$$\begin{aligned} \text{ただし、} & \quad \text{角形鋼管構面方向} : \kappa = 9/8 \div 1.125 \\ & \quad \text{角形鋼管 } 45^\circ \text{ 方向} : \kappa = 3/2 = 1.5 \\ & \quad \text{円形鋼管} : \kappa = 4/\pi \div 1.273 \end{aligned}$$

第4章 左右の梁せいが異なるパネル（段違いパネル）の載荷実験と耐力評価

4.1 序

前章でのパネルは、左右の梁せいが等しく、パネルの上下面で断面が変化しない標準的なパネル（図 4.1 を参照。以下、標準型パネルと呼ぶ）である。実際の鋼構造骨組はこのような標準的な接合部だけで構成されているのではなく、上下の柱サイズが違いうためにパネルの上下面で断面が異なる接合部や左右の梁で梁せいを变化させた接合部（図 4.2 参照。以下、段違いパネルと呼ぶ）などがある。前者については、田淵らが文献 4-1)～4-3) で実験・解析から、その剛性・耐力の評価方法について検討している。後者については、柱・パネルが H 形断面である段違いパネルの弾塑性挙動・設計法に関する研究^{4-4)～4-7)}が数件見られるが、柱・パネルが角形鋼管である段違いパネルの挙動に関する研究はない。パネルが H 形断面の場合にはパネル全体が塑性化し、せん断変形する崩壊性状が報告されているが、角形鋼管の場合にはパネルと梁の耐力比が H 形断面の場合と比較して大きくなるため、4.4 節で示すパネルの一部と梁端部が塑性化する崩壊性状を示す可能性がある。

本論では角形鋼管柱－H 形鋼梁接合部段違いパネルを対象として、その弾塑性挙動を解析と実験から検討する。解析より段違いパネルの剛性・耐力評価式を提案し、十字形骨組による段違いパネルのせん断載荷実験より得られた弾性剛性・耐力と評価式から得られた計算値を比較・検討する。

4.2 段違いパネル周辺の応力状態

図 4.2 に段違いパネル周りの応力状態を示す。以下、梁せいの大きい方の梁を梁 1、小さい方の梁を梁 2 と呼ぶ。また、両側に梁が接合しているパネルをパネル 1、片側にのみ接合しているパネルをパネル 2 と呼ぶ。図中に示す柱・梁に作用する力はそれぞれ柱端・梁端位置での力を示す。柱・梁端のモーメントを柱フランジ・梁フランジに作用する集中荷重の偶力であると仮定すると、パネル 1 のせん断力 $p_1 Q_c$ 、パネル 2 のせん断力 $p_2 Q_c$ は次式で表せる。

$$p_1 Q_c = \frac{b_1 M}{d_{b1}} + \frac{b_2 M}{d_{b2}} - \frac{c Q_U + c Q_L}{2} \quad (4.1)$$

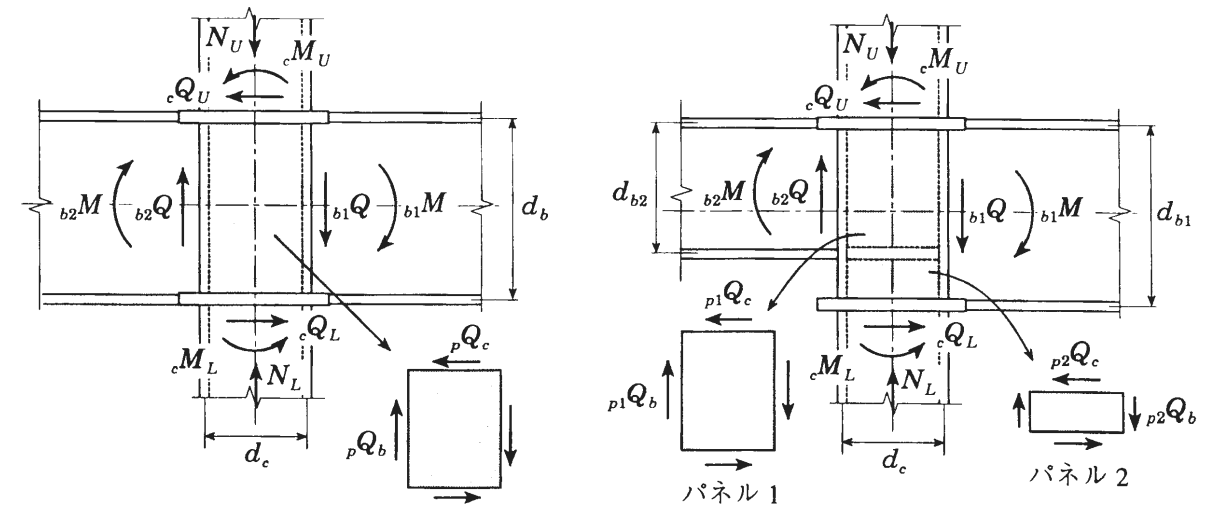


図 4.1 パネル周辺に作用する力(標準型パネル) 図 4.2 パネル周辺に作用する力(段違いパネル)

$$p_2 Q_c = \frac{b_1 M}{d_{b1}} - \frac{c Q_U + c Q_L}{2} \quad (4.2)$$

ただし、 d_c はパネルのフランジ中心間寸法、 d_{b1} は梁 1 のフランジ中心間寸法、 d_{b2} は梁 2 のフランジ中心間寸法である。ここで、パネルモーメント pM は図 4.3 に示すパネルに作用するせん断力によるモーメントであると定義すると、次式で表せる。

$$pM = p_2 Q_c d_{b1} + (p_1 Q_c - p_2 Q_c) d_{b2} \quad (4.3)$$

(4.1), (4.2) 式を(4.3)式に代入すると次式を得る。

$$pM = b_1 M + b_2 M - (c Q_U + c Q_L) \frac{d_{b1}}{2} \quad (4.4)$$

図 4.1 に示す標準型パネルのパネルモーメントは次式で表される。

$$pM = b_1 M + b_2 M - (c Q_U + c Q_L) \frac{d_b}{2} \quad (4.5)$$

段違いパネルの d_{b1} を標準型パネルの d_b に置き換えれば、段違いパネルと標準型パネルの pM は同じ式で表すことができる。

同様に、2 章で定義したパネルの節点モーメント・節点塑性モーメントを段違いパネルについて表すと、次式で得られる。

$$pM^* = pM + \frac{d_c}{2} (b Q_L + b Q_R) + \frac{d_{b1}}{2} (c Q_U + c Q_L) \quad (4.6)$$

$$pM_p^* = pM_p + \frac{d_c}{2} (b Q_L + b Q_R) + \frac{d_{b1}}{2} (c Q_U + c Q_L) \quad (4.7)$$

ただし、(4.7) 式中の pM_p は 4.4 節で述べる段違いパネルの全塑性パネルモーメントであり、同式中のせん断力 Q は崩壊機構形成時のせん断力を表す。パネルモーメントの場合と同様に、段違いパネルの d_{b1} を標準型パネルの d_b に置き換えれば、標準型パネルの式と段違いパネルの式は全く同じものになる。

4.3 段違いパネルの弾性剛性

パネルのせん断変形のみを考慮してパネルの弾性剛性を算定する。段違いパネルの場合、パネル 1 とパネル 2 に作用するせん断力が異なるため (4.1), (4.2) 式参照)、それぞれに生じるせん断弾性変形角も異なる (図 4.4 参照)。パネル 1・パネル 2 に作用するせん断力をそれぞれ $p_1 Q_c$ ・ $p_2 Q_c$ とし、パネル 1・パネル 2 のせん断変形角を γ_1 ・ γ_2 とする。これらには次式の関係が成立する。

$$p_1 Q_c = G A_p \gamma_1, \quad p_2 Q_c = G A_p \gamma_2 \quad (4.8), (4.9)$$

ただし、 G はせん断弾性係数、 A_p はパネルのウェブ面積であり、鋼管断面積 A の 1/2 とする。図 4.4 に示すパネルの平均せん断力 pQ を次式で定義する。

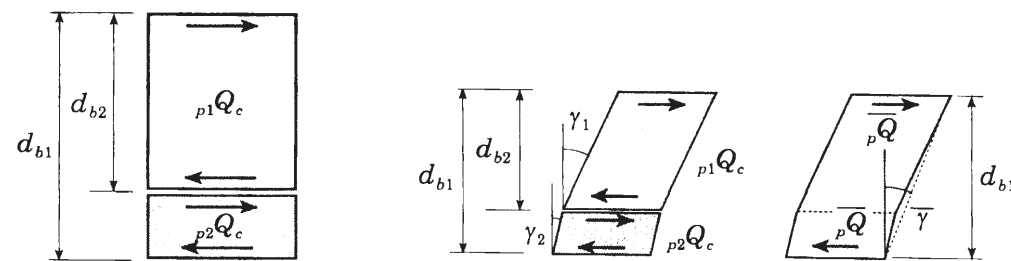


図 4.3 パネルモーメント

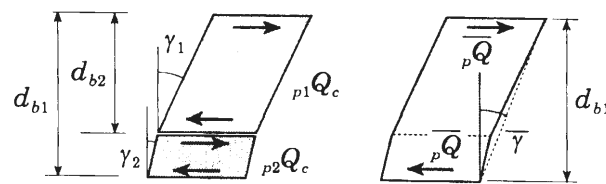


図 4.4 パネルのせん断力とせん断変形角

$$\overline{pQ} = \frac{pM}{d_{b1}} = p_2 Q_c + (p_1 Q_c - p_2 Q_c) \frac{d_{b2}}{d_{b1}} \quad (4.10)$$

図 4.4 に示すパネルの平均せん断変形角 $\overline{\gamma}$ を次式で定義する。

$$\overline{\gamma} = \frac{\gamma_1 d_{b2} + \gamma_2 (d_{b1} - d_{b2})}{d_{b1}} \quad (4.11)$$

(4.10) 式に (4.8), (4.9), (4.11) 式を代入すると、次式を得る。

$$\overline{pQ} = G A_p \overline{\gamma} = K_s \overline{\gamma} \quad (4.12)$$

弾性域におけるパネルの平均せん断力 \overline{pQ} と平均せん断変形角 $\overline{\gamma}$ の関係式は、標準型・段違いパネルともに同じ式で表せる。

4.4 段違いパネルの全塑性耐力

4.4.1 段違いパネルの全塑性耐力評価式

塑性解析法により段違いパネルの全塑性耐力の評価式を導く。ここではパネルの全塑性耐力をパネルの塑性化によって生じる崩壊機構形成時のパネルモーメント (以下、全塑性パネルモーメントと呼ぶ)、または、そのときのパネルの平均せん断力 (以下、パネルの平均せん断耐力と呼ぶ) として表す。

図 4.2 に示す力が作用する場合について、図 4.5, 4.6 に示す 2 つの崩壊機構を考える。図 4.5 に示す機構 A はパネル 1・2 がともに塑性化している状態である。機構 A についての仮想仕事式より次式が得られる。

$$2 t_p d_c d_{b1} \Delta \theta \sqrt{1-n^2} \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} = \left\{ b_1 M + b_2 M - (c Q_U + c Q_L) \frac{d_{b1}}{2} \right\} \Delta \theta \quad (4.13)$$

ただし、 σ_y はパネルの降伏応力度、 t_p はパネル板厚、 n はパネルの軸力比である。(4.4), (4.13) 式より機構 A 形成時の全塑性パネルモーメント pM_p^A は次式で得られる。

$$pM_p^A = 2 t_p d_c d_{b1} \sqrt{1-n^2} \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (4.14)$$

図 4.6 に示す機構 B ではパネル 1 と梁 1 のフランジ・ウェブの一部 (図のハッチ部分) が塑性化し、パネル 2 は塑性化しない。機構 B についての仮想仕事式より次式が得られる。

$$pM_p^{BI} \Delta \theta = \left\{ b_1 M + b_2 M - (c Q_U + c Q_L) \frac{d_{b2}}{2} \right\} \Delta \theta \quad (4.15)$$

$$pM_p^{BI} = 2 t_p d_c d_{b2} \sqrt{1-n^2} \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} + B_1 t_{f1} (d_{b1} - d_{b2}) \sigma_{yf1} + t_{w1} (d_{b1} - d_{b2})^2 \frac{\sigma_{yw1}}{2} \quad (4.16)$$

ただし σ_{yf1} ・ σ_{yw1} は梁 1 のフランジ・ウェブの降伏応力度、 B_1 は梁 1 の幅、 t_{f1} ・ t_{w1} は梁 1 のフランジ・

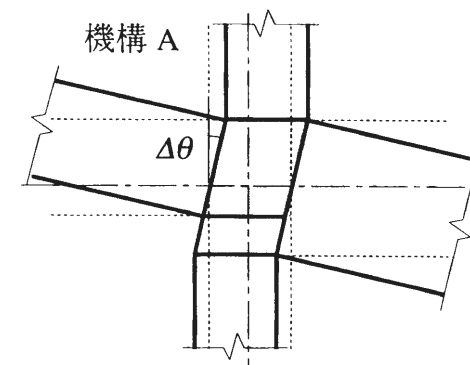


図 4.5 機構 A

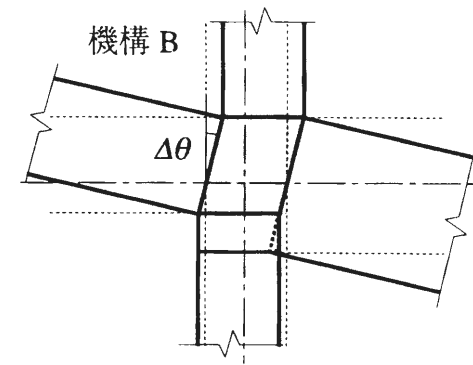


図 4.6 機構 B

ウェブ厚である。(4.4), (4.15), (4.16)式より機構 B 形成時の全塑性パネルモーメント ${}_pM_p^B$ は次式で得られる。

$${}_pM_p^B = {}_pM_p^{BI} - ({}_cQ_U + {}_cQ_L) \frac{(d_{b1} - d_{b2})}{2} \quad (4.17)$$

段違いパネルの全塑性パネルモーメント ${}_pM_p$ は、機構 A と機構 B から得られるパネルモーメントのうち小さい方で決まる。すなわち、次式で得られる。

$${}_pM_p = \text{Min.} ({}_pM_p^A, {}_pM_p^B) \quad (4.18)$$

また、パネルの平均せん断耐力 ${}_p\overline{Q}_p$ は (4.10) 式より次式で得られる。

$$\overline{Q}_p = \text{Min.} (\overline{Q}_p^A, \overline{Q}_p^B) \quad (4.19)$$

$$\overline{Q}_p^A = \frac{{}_pM_p^A}{d_{b1}}, \quad \overline{Q}_p^B = \frac{{}_pM_p^B}{d_{b1}} \quad (4.20), (4.21)$$

段違いパネルの節点塑性モーメントは、(4.7) 式より機構 A, B の場合それぞれ以下のように表すことができる。

$${}_pM_p^{A*} = {}_pM_p^A + \frac{d_c}{2} ({}_bQ_L + {}_bQ_R) + \frac{d_{b1}}{2} ({}_cQ_U + {}_cQ_L) \quad (4.22)$$

$${}_pM_p^{B*} = {}_pM_p^B + \frac{d_c}{2} ({}_bQ_L + {}_bQ_R) + \frac{d_{b2}}{2} ({}_cQ_U + {}_cQ_L) \quad (4.23)$$

4.4.2 パネル耐力に及ぼすパラメータの影響

図 4.7 に示す十字形骨組を例に、パネル耐力に及ぼす構造パラメータの影響について考察する。(4.20), (4.21) 式より機構 A に対する機構 B のパネルの平均せん断耐力比は次式で得られる。

$$\frac{\overline{Q}_p^B}{\overline{Q}_p^A} = \frac{1 - \frac{d_c}{L} - \frac{d_{b1}}{H}}{1 - \frac{d_c}{L} - \frac{d_{b2}}{H}} \frac{{}_pM_p^{BI}}{{}_pM_p^A} \quad (4.24)$$

(4.16) 式で表される ${}_pM_p^{BI}$ を整理すると次式で表せる。

$${}_pM_p^{BI} = \frac{d_{b2}}{d_{b1}} {}_pM_p^A + \left(1 - \frac{d_{b2}}{d_{b1}}\right) {}_{bf1}M_p + \frac{2(d_{b1} - d_{b2})^2}{(d_{b1} - t_{f1})^2} {}_{bw1}M_p \quad (4.25)$$

ただし、 ${}_{bf1}M_p$, ${}_{bw1}M_p$ はそれぞれ梁 1 のフランジ、ウェブの全塑性モーメントであり、次式で得られる。

$${}_{bf1}M_p = B_1 d_{b1} t_{f1} \sigma_{yf1} \quad (4.26)$$

$${}_{bw1}M_p = \frac{t_{w1} (d_{b1} - t_{f1})^2}{4} \sigma_{yw1} \quad (4.27)$$

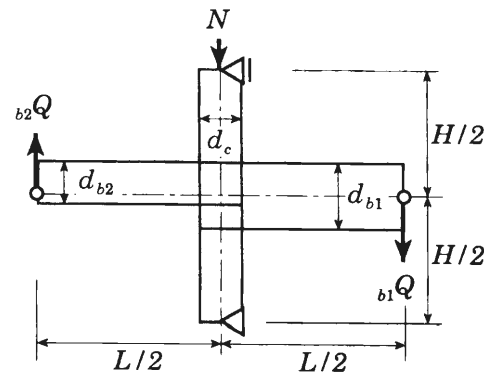


図 4.7 十字形骨組

ここで (4.21) 式中で $d_{b1} - t_{f1} = d_{b1}$ とすると次式となる。

$${}_pM_p^{BI} = {}_pM_p^A \psi + {}_{bf1}M_p (1 - \psi) + {}_{bw1}M_p 2(1 - \psi)^2 \quad (4.28)$$

ただし、 $\psi = d_{b2} / d_{b1}$ である。図 4.8 に上記の近似による影響の一例を示す。パラメータは 4.5 節で示す R2816-5-b10 試験体のものである。実線が近似前、点線が近似後の値を示す。図より近似の影響がほとんどないことがわかる。上記の近似を用いると (4.24) 式は次式で表せる。

$$\frac{\overline{Q}_p^B}{\overline{Q}_p^A} = \frac{1 - \lambda - \mu}{1 - \lambda - \psi \mu} \{ \psi + (1 - \psi) m_f + 2(1 - \psi)^2 m_w \} \quad (4.29)$$

ただし、式中的変数はそれぞれ、

$$\lambda = d_c / L, \quad \mu = d_{b1} / H, \quad m_f = {}_{bf1}M_p / {}_pM_p^A, \quad m_w = {}_{bw1}M_p / {}_pM_p^A$$

であり、 ψ を含めた 5 つの変数によって平均せん断耐力比が決定する。

図 4.9 に (4.27) 式で得られるパネルせん断耐力比 $\overline{Q}_p^B / \overline{Q}_p^A$ を示す。横軸は梁せい比 ψ である。その他のパラメータの値は図中の通りである。図の $\overline{Q}_p^B / \overline{Q}_p^A$ が 1 以下である場合は機構 B で、1 以上である場合は機構 A でパネル平均せん断耐力がきまる。図より、パラメータによってはせん断耐力が \overline{Q}_p^A の 1～2 割も低下し、機構 B で耐力が決まる場合があることがわかる。また、梁せい比 ψ が小さくなると、 $\overline{Q}_p^B / \overline{Q}_p^A$ は単調に減少するのではなく、一旦減少した後、増加する場合がある。

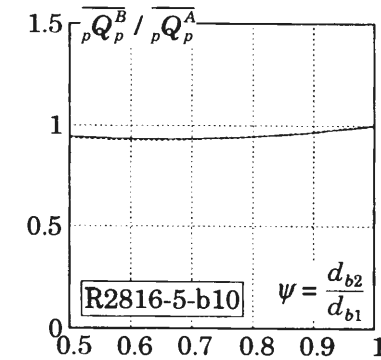


図 4.8 近似の影響

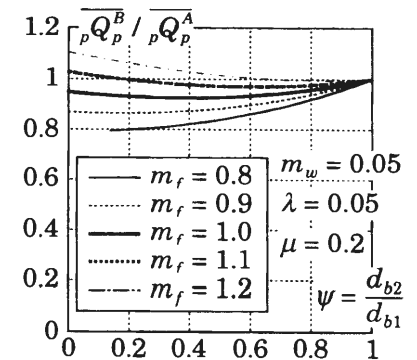


図 4.9 パネルせん断耐力比

4.5 段違いパネル十字形骨組載荷実験

4.5.1 試験体

試験体は図 4.10 に示すような冷間ロール成形角形鋼管柱と溶接組立 H 形断面梁で構成される通しダイアフラム形式の十字形骨組である。また梁 2 の下フランジ位置には内ダイアフラムを挿入する。試験体一覧を表 4.1 に示す。試験体は計 14 体である。実験パラメータは梁せい差・軸力比 n ・幅厚比 D/t ・塑性解析法から予測されるパネルの崩壊機構であり、梁せい差は 0mm, 100mm, 200mm の 3 種類、幅厚比は 28, 21 の 2 種類、軸力比は 0.0, 0.5 の 2 種類、崩壊機構は表中に示した \overline{Q}_p^A と \overline{Q}_p^B の大小により決まる。パネルのアスペクト比はすべて 1.6 である。

試験体の柱・パネルには BCR295、梁・通しダイアフラム・内ダイアフラムには SN490B を用いる。素材の機械的性質を表 4.2 に、素材と試験体の対応表を表 4.3 に示す。表中の t , σ_y , σ_u , YR, El. はそれぞれ板厚、降伏応力度、引張強さ、降伏比、破断伸びの実測値を表す。降伏応力度は 0.2% offset 値とする。

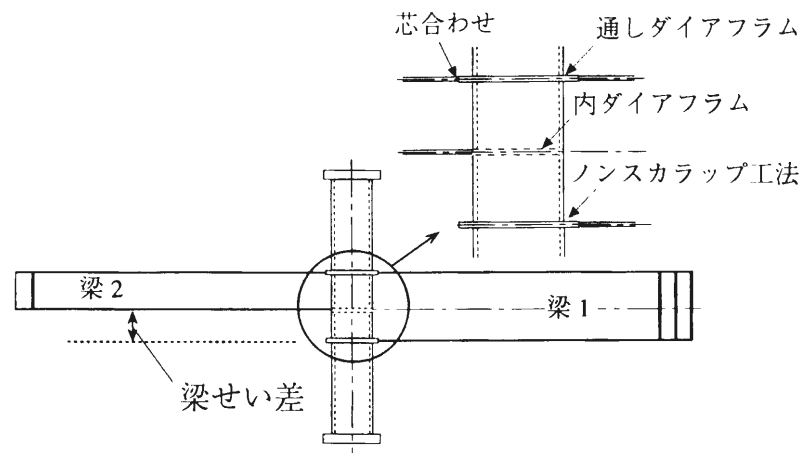


図 4.10 十字形骨組試験体（梁せい差 200mm の場合）

表 4.1 試験体一覧

No.	試験体名	梁せい差	D/t	n	パネル	柱	梁1	梁2	$\frac{P}{P_p}$ (ton)	$\frac{Q}{Q_p}$ (ton)	$\frac{R}{R_p}$ (ton)	機構
1	R2816-0	0 mm	28	0.0	□-250×250×9	□-250×250×12	BH-400×200×6×12	BH-400×200×6×12	103.3	-	-	A
2	R2816-5			0.5	□-250×250×9	□-250×250×12			89.5	-	-	A
3	R2116-0			0.0	□-250×250×12	□-250×250×16			132.7	-	-	A
4	R2116-5			0.5	□-250×250×12	□-250×250×16			114.9	-	-	A
5	R2816-0-b10	100 mm	28	0.0	□-250×250×9	□-250×250×12	BH-400×200×6×12	BH-300×200×6×12	103.3	93.6	0.91	B
6	R2816-5-b10			0.5	□-250×250×9	□-250×250×12			89.5	83.9	0.94	B
7	R2816-0-b20			0.0	□-250×250×9	□-250×250×12			103.3	98.9	0.96	B
8	R2816-5-b20			0.5	□-250×250×9	□-250×250×12			89.5	93.1	1.04	A
9	R2116-0-b10	200 mm	21	0.0	□-250×250×12	□-250×250×16	BH-400×200×6×12	BH-200×200×6×12	132.7	118.6	0.89	B
10	R2116-5-b10			0.5	□-250×250×12	□-250×250×16			114.9	106.3	0.92	B
11	R2816-0-a10	100 mm	28	0.0	□-250×250×9	□-250×250×12	BH-400×200×16×19	BH-300×200×16×19	103.3	109.7	1.06	A
12	R2816-5-a10			0.5	□-250×250×9	□-250×250×12			89.5	100.1	1.12	A
13	R2816-0-a20			0.0	□-250×250×9	□-250×250×12			103.3	128.2	1.24	A
14	R2816-5-a20			0.5	□-250×250×9	□-250×250×12			89.5	122.4	1.37	A

表 4.2 素材の機械的性質

試験片	記号	grade	t (mm)	σ_y (t/cm ²)	σ_u (t/cm ²)	YR (%)	El. (%)
鋼管9mm厚	9-A	BCR295	9.3	3.99	4.86	82.0	45
	12-A	BCR295	12.3	3.94	4.61	85.5	44
	12-C	BCR295	12.0	3.77	4.41	85.4	40
鋼管12mm厚	12-B	BCR295	12.0	3.77	4.41	85.4	40
	12-C	BCR295	11.9	3.68	4.46	82.5	44
	12-D	BCR295	11.9	3.68	4.46	82.5	44
鋼管16mm厚	16-A	BCR295	16.1	4.43	5.08	87.1	51
	16-B	BCR295	16.4	3.90	4.85	80.5	42
	16-C	BCR295	16.4	3.90	4.85	80.5	42
梁フランジ	F-A	SN490B	11.9	3.26	5.42	60.2	49
	F-B	SN490B	11.9	4.13	5.62	73.5	37
	F-C	SN490B	18.9	3.39	5.43	62.4	43
梁ウェブ	W-A	SN490B	6.5	3.98	5.66	70.4	38
	W-B	SN490B	6.0	3.85	5.59	68.8	34
	W-C	SN490B	15.8	3.54	5.46	64.9	41
ダイアフラム	D-A	SN490B	15.9	3.88	5.74	67.6	50
	D-B	SN490B	16.0	3.36	5.17	65.0	47
	D-C	SN490B	22.1	3.39	5.30	63.9	51

表 4.3 素材対応表

No.	試験体名	パネル	柱	梁		ダイアフラム
				フランジ	ウェブ	
1	R2816-0	9-A	12-A	F-A	W-A	D-A
2	R2816-5					
3	R2116-0	12-A	16-A			
4	R2116-5					
5	R2816-0-b10	9-A	12-A	F-A	W-A	D-A
6	R2816-5-b10		12-A			
7	R2816-0-b20		12-B			
8	R2816-5-b20		12-B			
9	R2116-0-b10	12-A	16-B	F-B	W-B	D-B
10	R2116-5-b10					
11	R2816-0-a10	9-A	12-C	F-C	W-C	D-C
12	R2816-5-a10					
13	R2816-0-a20					
14	R2816-5-a20					

パネル・柱の角形鋼管のシームは、フランジ側に位置させる。ダイアフラムとパネルの溶接には裏当金を用いず、裏波溶接とする。梁フランジとダイアフラムは芯合わせとし、ノンスカラップ工法で溶接接合する。また試験体はすべてパネルが柱・梁よりも先に降伏するように設計されている。

4.5.2 荷重方法および測定方法

図 4.11 に荷重方法を示す。柱の上下端のエンドプレートを高力ボルトでピン治具に接合する。上端はピン支持されていて回転自由、下端はローラー支持で鉛直方向に移動可能となっている。また、試験体の梁には横座屈止めを取り付ける。柱に所定の軸力を導入した後、両側の梁の回転角が常に等しくなるように制御しつつ、梁両端のオイルジャッキで荷重する。荷重プログラムは、パネル 1 降伏時のせん断変形角に対し、4 倍・8 倍・12 倍のループをそれぞれ 2 回ずつ荷重する。ただし、試験体 No.11～14 は 16 倍のループ 2 回を追加した。

図 4.12 にパネル部分の測定点およびせん断変形角を示す。パネルの平均せん断変形角 $\bar{\gamma}$ ・パネル 1 のせん断変形角 γ_1 ・パネル 2 のせん断変形角 γ_2 は、パネル対角の変形および軸方向変形より算定し、次式で得られる。

$$\bar{\gamma} = \frac{1}{2 d_{b1} \cos \theta} \left\{ d_1 + d_2 - \frac{d_c}{d_{c0}} (v_A - v_B) \sin \theta \right\} \quad (4.30)$$

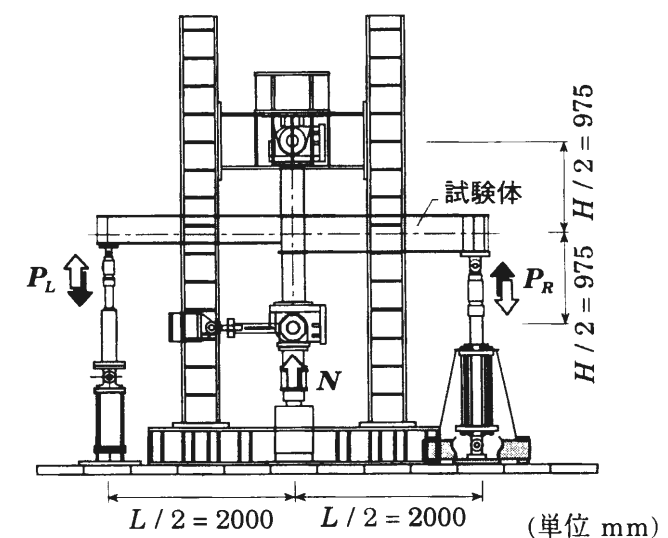


図 4.11 荷重装置

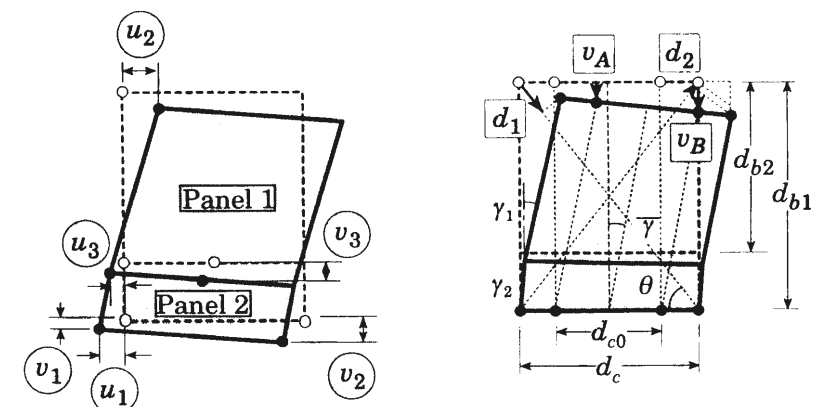


図 4.12 パネル部分の測定点

$$\gamma_1 = \frac{u_2 + u_3}{d_{b2}} - \frac{v_2 - v_1}{d_c} \quad (4.31)$$

$$\gamma_2 = \frac{u_1 - u_3}{d_{b1} - d_{b2}} - \frac{v_2 - v_1}{d_c} \quad (4.32)$$

ただし、図中の d_{b1} ・ d_{b2} は梁1・梁2のフランジ中心間寸法、 d_c はパネルのフランジ中心間寸法（図4.2参照）である。また、パネルに作用する平均せん断力 \overline{pQ} ・パネル1のせん断力 p_1Q_c ・パネル2のせん断力 p_2Q_c （図4.4参照）は次式で得られる。

$$\overline{pQ} = \left(\frac{L - d_c}{d_{b1}} - \frac{L}{H} \right) \frac{P_R + P_L}{2} \quad (4.33)$$

$$p_1Q_c = \left(\frac{P_R}{d_{b1}} + \frac{P_L}{d_{b2}} \right) \frac{L - d_c}{2} - \frac{P_R + P_L}{2} \frac{L}{H} \quad (4.34)$$

$$p_2Q_c = \frac{P_R}{d_{b1}} \frac{L - d_c}{2} - \frac{P_R + P_L}{2} \frac{L}{H} \quad (4.35)$$

4.5.3 実験結果および考察

表4.4に計算・実験結果一覧を示す。実験剛性 K_e は $\overline{pQ}_p / 3$ での割線剛性である。せん断耐力の実験値 \overline{pQ}_{pe} はパネル平均せん断力-平均せん断変形角関係の0.35%offset値である。 \overline{pQ}_{max} はパネル平均せん断力の最大値である。△がついているものは載荷装置の限界から余力を残して載荷を終了しており、最大値はさらに大きくなる。このような試験体では図4.13左側のような安定した履歴性状が得られた。一方、△がついていない試験体ではパネル2フランジ部分（図4.14参照）の面外変形や梁1下フランジの局部座屈などにより荷重が低下し、図4.13右側のような履歴性状が得られた。 $\Sigma \gamma_p^{max}$ は最大耐力までの累積塑性変形角、 η^{max} は最大耐力までの累積塑性変形倍率、 $\Sigma \gamma_p^{90\%}$ は90%耐力低下時までの累積塑性変形角、 $\eta^{90\%}$ は90%耐力低下時までの累積塑性変形倍率である。文献4-8)によれば、地震時にパネルを積極的に塑性化させた場合に要求されるパネルの累積塑性変形倍率は60程度であり、すべての試験体において今回得られた累積塑性変形倍率はそれを大きく上回る。 α は図4.15で定義されるパネル平均せん断力-平均せん断変形角関係の2次勾配である。また、備考として載荷終了時の各試験体の状況を示す。

表4.4 剛性・せん断耐力一覧表

No.	試験体名	K_s (t/rad)	\overline{pQ}_p (ton)	K_e (t/rad)	\overline{pQ}_{pe} (ton)	\overline{pQ}_{max} (ton)	K_e $\frac{\overline{pQ}_{pe}}{\overline{pQ}_p}$	$\Sigma \gamma_p^{max}$ (rad) (η^{max})	$\Sigma \gamma_p^{90\%}$ (rad) ($\eta^{90\%}$)	α (%)	備考
1	R2816-0	35183	103.3	40499	96.7	△ 135.3	1.15 0.94	△ 0.550 (230)	-	2.48	(a)
2	R2816-5	35183	89.5	36004	95.5	△ 120.5	1.02 1.07	△ 0.440 (166)	-	2.40	(a)
3	R2116-0	45219	132.7	53931	122.5	△ 159.5	1.19 0.92	△ 0.498 (219)	-	2.27	(a)
4	R2116-5	45219	114.9	41282	121.5	△ 155.3	0.91 1.06	△ 0.459 (156)	-	2.68	(a)
5	R2816-0-b10	35183	93.6	32213	92.5	△ 129.5	0.92 0.99	△ 0.435 (151)	-	3.30	(a)
6	R2816-5-b10	35183	83.9	29457	83.2	△ 117.9	0.84 0.99	△ 0.372 (132)	-	3.67	(a)
7	R2816-0-b20	35183	98.9	36763	100.6	125.6	1.04 1.02	0.377 (138)	0.398 (146)	3.08	(b)
8	R2816-5-b20	35183	89.5	34045	92.2	123.5	0.97 1.03	0.322 (119)	0.345 (127)	3.09	(b)
9	R2116-0-b10	45219	118.6	46860	122.8	△ 152.4	1.04 1.04	△ 0.463 (177)	-	2.07	(a)
10	R2116-5-b10	45219	106.3	36658	112.4	△ 143.3	0.81 1.06	△ 0.379 (124)	-	2.94	(a)
11	R2816-0-a10	35183	103.3	33339	105.2	△ 156.5	0.95 1.02	△ 0.743 (235)	-	3.69	(a)
12	R2816-5-a10	35183	89.5	29837	94.7	135.0	0.85 1.06	0.595 (188)	0.638 (201)	4.35	(c)
13	R2816-0-a20	35183	103.3	39090	103.3	△ 151.3	1.11 1.00	△ 0.669 (253)	-	3.40	(a)
14	R2816-5-a20	35183	89.5	32694	97.2	138.3	0.93 1.09	0.362 (122)	0.378 (127)	3.76	(c)

備考 (a) 載荷装置の限界から余力を残して載荷を終了、(b) 梁1下フランジの局部座屈により荷重が低下
(c) パネル2フランジ部分の面外変形により一定軸力を維持できず

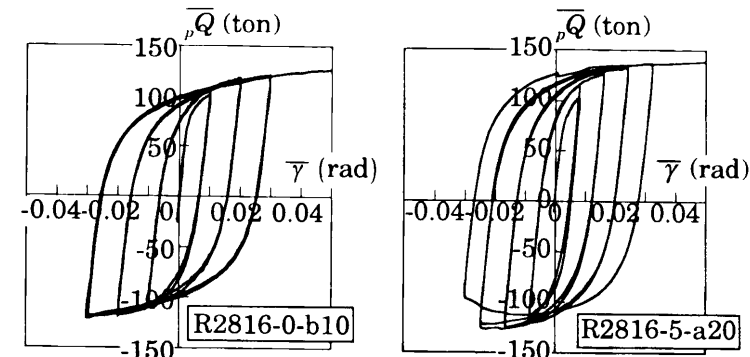


図4.13 パネル平均せん断力-平均せん断変形角関係

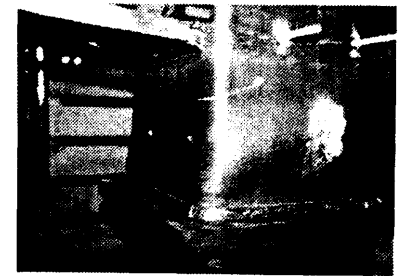


図4.14 パネル2フランジの面外変形

図4.16に載荷終了時の写真の一例を示す。機構Aで耐力が決まる左側の試験体ではパネル全体が変形している。一方、機構Bで耐力が決まる右側の試験体では、パネル1は変形しているがパネル2はほとんど変形していない。また梁フランジ・梁ウェブの一部が面外に変形している。さらに、図4.17に示す骨格曲線により、上の写真で示した試験体のパネル1・パネル2の変形量を比較する。図の縦軸はパネル1のせん断力 p_1Q_c およびパネル2のせん断力 p_2Q_c 、横軸はパネル1のせん断変形角 γ_1 およびパネル2のせん断変形角 γ_2 である。図より機構Aで耐力が決まる左側の試験体ではパネル1とパネル2がほぼ等しく変形していることが分かる。一方、機構Bで耐力が決まる右側の試験体ではパネル1の変形量と比較してパネル2の変形量は小さくなっていることが分かる。ただし、耐力推定式から算定する機構Aと機構Bの耐力にほとんど差がなかったR2816-5-b20試験体で

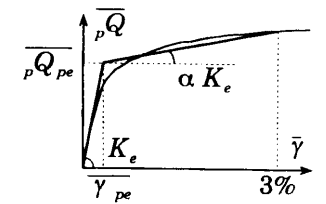
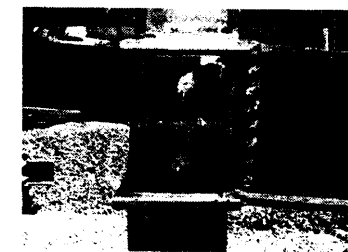
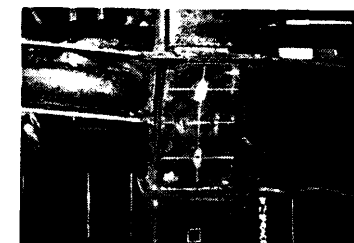


図4.15 α の定義



(機構A R2816-0-a20)



(機構B R2816-0-b20)

図4.16 載荷終了後の試験体

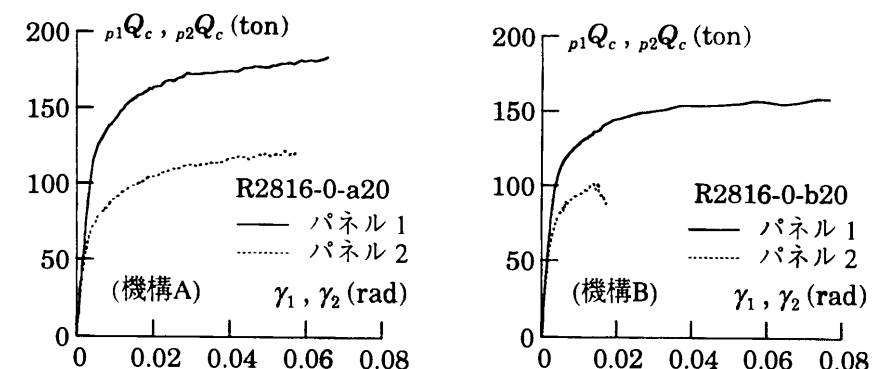


図4.17 骨格曲線によるパネル1・2の変形量比較

は、降伏時には機構 A を形成していたが、荷重・変形量の増加に伴い梁フランジに局部座屈が発生し、機構 B に移行した。

図 4.18 に梁せい差をパラメータとして重ね合わせた骨格曲線を示す。図の縦軸はパネル平均せん断力 \overline{pQ} 、横軸は平均せん断変形角 $\overline{\gamma}$ である。また、図中の▽で示す耐力レベルは平均せん断耐力の実験値 \overline{pQ}_{pe} である。図 (a), (b) など機構 A で耐力が決まる試験体では梁せい差 100mm と梁せい差 200mm の平均せん断耐力がほぼ等しいことが分かる。一方、機構 B で耐力が決まる梁せい差のある試験体では梁せい差 0mm と比較して平均せん断耐力が低下する場合がある。図 (d), (f) を見ると梁せい差 100mm の試験体では、梁せい差 0mm と比較して平均せん断耐力が 10% 程度小さい。また、図 (c) を見ると梁せい差 100mm では梁せい差 0 の場合と比較して平均せん断耐力が小さくなり、梁せい差 200mm では梁せい差 100 の場合よりも大きくなる傾向がみられる。図 4.19 に梁せい差 100mm, 200mm のせん断耐力の実験値と計算値を梁せい差 0mm のせん断耐力の実験値と計算値でそれぞれ除した値の一例を

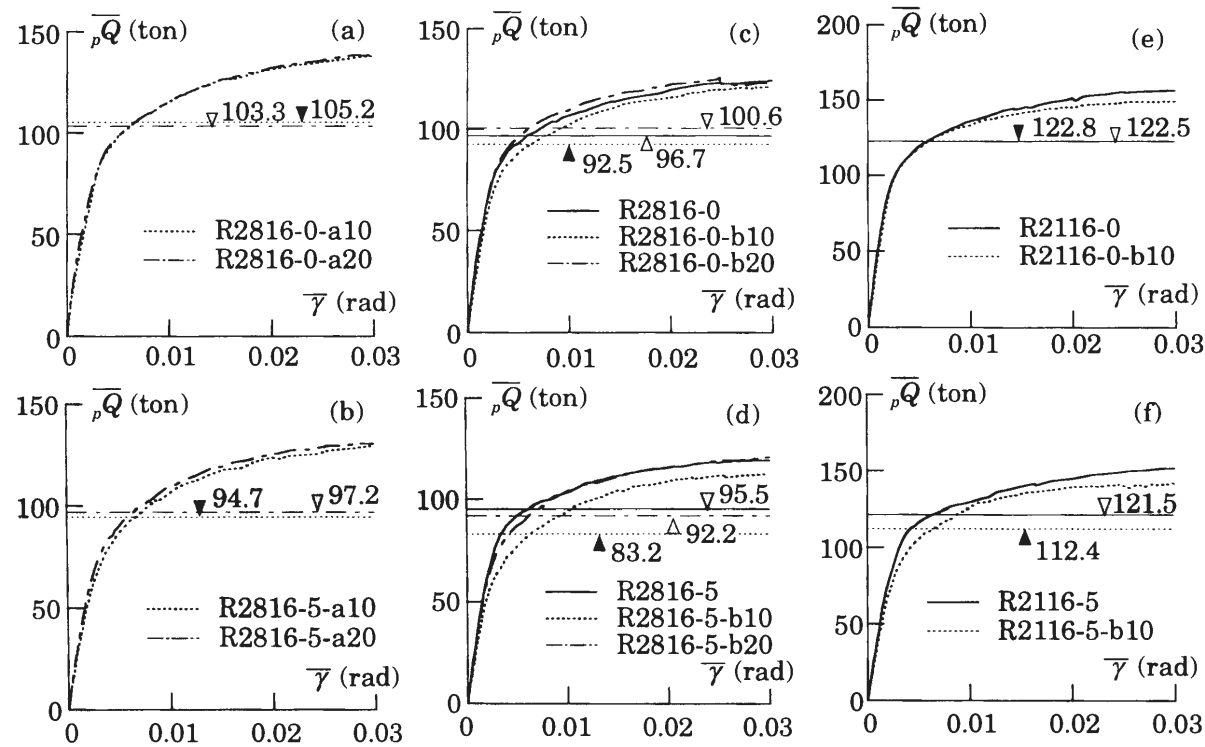


図 4.18 梁せい差の影響

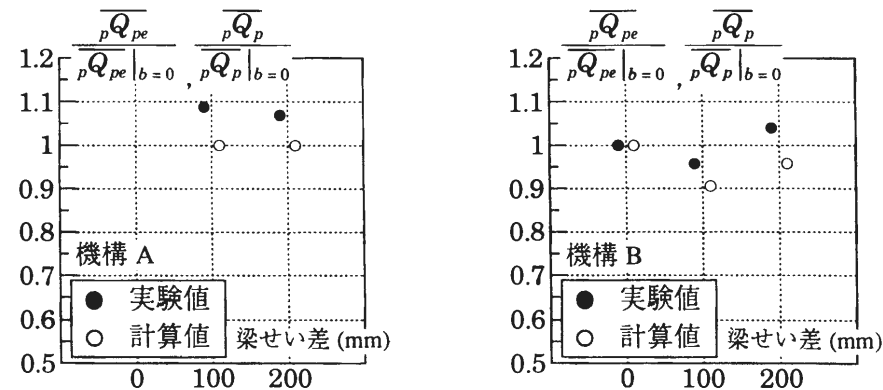


図 4.19 梁せい差の影響 (幅厚比 28 $n=0.0$)

示す。図より梁せい差が平均せん断耐力に及ぼす影響は実験値と計算値ではほぼ一致していることが分かる。

図 4.20 に軸力比をパラメータとして重ね合わせた骨格曲線の一例を示す。左側の梁せい差が無い試験体では軸力による耐力の低下はほとんど見られない。これは、軸力をパネルフランジ・梁ウェブが負担するためである。一方、右側の梁せい差がある試験体では軸力により耐力の低下が見られる。これについては、パネル 2 フランジ部分に梁が接合していないことや梁 2 下フランジから受ける局部曲げなどの影響により、パネル 2 フランジ部分が負担できる軸力が小さくなったことが一因として挙げられる (図 4.14 参照)。

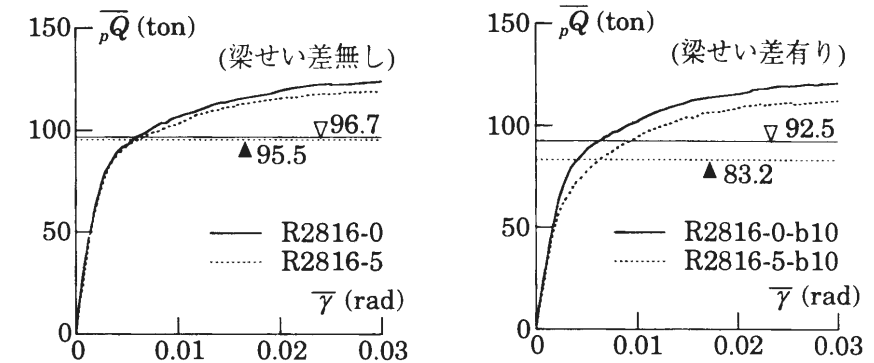


図 4.20 軸力比の影響

図 4.21 に幅厚比をパラメータとして重ね合わせた骨格曲線の一例を示す。図の縦軸、横軸はそれぞれ梁せい差 0、軸力比 0 のせん断耐力とその時のせん断弾性変形角で無次元化した平均せん断力、平均せん断変形角である。曲線はほぼ重なっており、本実験の幅厚比の範囲ではパネルの平均せん断耐力に及ぼす幅厚比の影響は見られない。

図 4.22 に示す骨格曲線により、周辺枠組みの補強効果⁴⁹⁾の影響を検討する。図はパネルの断面諸量が等しく、梁フランジおよびダイアフラムの板厚が異なる試験体の骨格曲線を重ね合わせたものである。図よりせん断耐力レベルまではほぼ等しい挙動を示すが、それ以降では梁・ダイアフラムの板厚の大きい R2816-5-a20 は、梁・ダイアフラムの板厚の小さい R2816-5-b20 と比較して高い剛性を維持していることが分かる。

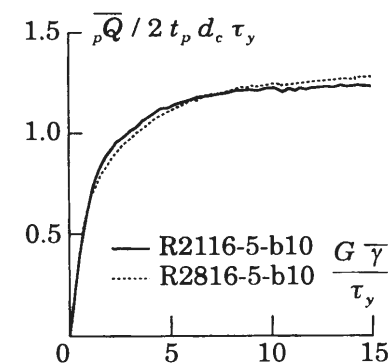


図 4.21 幅厚比の影響

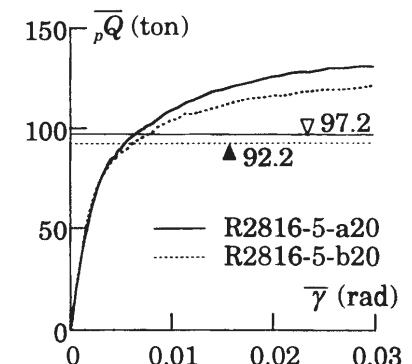


図 4.22 枠組み効果の影響

4.5.4 実験結果と計算結果の比較

表 4.4 に各試験体の実験剛性 K_e と計算剛性 K_s の比を示す。また、図 4.23 に K_e と K_s の比較を示す。図の縦軸、横軸は K_e 、 K_s である。図より実験値と計算値に若干の差が見られる。しかし、2 章で述べたようにパネルの弾性変形成分が骨組全体の弾性変形に占める割合は 10～15% 程度であり、前述の差異がフレーム全体の剛性に与える影響は小さい。

表 4.4 に各試験体のせん断耐力の実験値 $\overline{pQ_{pe}}$ と計算値 $\overline{pQ_p}$ の比を示す。また、図 4.24 に $\overline{pQ_{pe}}$ と $\overline{pQ_p}$ の比較を示す。図の縦軸、横軸は $\overline{pQ_{pe}}$ 、 $\overline{pQ_p}$ である。図より計算値と実験値はよく対応していることがわかる。

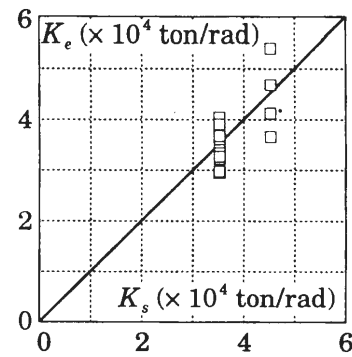


図 4.23 K_e と K_s の比較

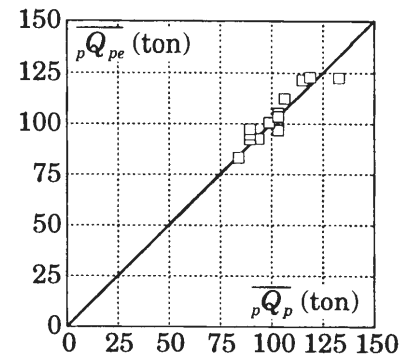


図 4.24 $\overline{pQ_{pe}}$ と $\overline{pQ_p}$ の比較

4.6 結

本章では左右の梁せいの異なる角形鋼管柱・H 形断面梁接合部パネル（以下、段違いパネルと呼ぶ、図 4.2 参照）の弾塑性挙動について検討した。段違いパネルの弾性剛性推定式を示し、パネル全体が塑性化する機構（図 4.5 参照）と、パネルの一部と梁の一部が塑性化する機構（図 4.6 参照）を考慮した塑性解析から段違いパネルの全塑性耐力の推定式を導いた。また、梁せい差・幅厚比・軸力比・塑性解析法から予測される崩壊機構をパラメータとした通しダイアフラム形式の段違いパネルの十字形骨組載荷実験を行った。同時に左右の梁せいが等しい角形鋼管柱・H 形断面梁接合部パネル（以下、標準型パネルと呼ぶ、図 4.1 参照）の十字形骨組載荷実験を行い、段違いパネルと比較・検討した。得られた結果を以下に要約する。

- 1) 段違いパネルの梁せいが大きな方の梁のせいを標準型パネルの梁せいに読み替えることで、段違いパネルのパネルモーメント・節点モーメント・節点塑性モーメントの算定式は標準型パネルの算定式と同じ式で表せる。
- 2) (4.10) 式で表される平均せん断力 \overline{pQ} と (4.11) 式で表される平均せん断変形角 $\overline{\gamma}$ を関係づける弾性剛性は、標準型パネル・段違いパネルとも同じ算定式で表せる。
- 3) 段違いパネルではパネルの一部、梁ウェブ・梁フランジの一部が降伏する機構で崩壊する場合がある。このときのパネルの全塑性耐力は、柱フランジ・最外縁ダイアフラム中心線で囲まれるパネルウェブ全体をパネル体積と考えた機構の全塑性耐力を下回る。
- 4) パネルの全塑性耐力におよぼす軸力比の影響は、軸力比が 0.5 以下の範囲では、標準型パネルではほとんど見られない。一方、段違いパネルの場合、軸力比 0.5 の試験体では軸力比 0 の試験体と比較して 1 割程度小さくなる。

5) 実験より得られたパネルの弾性剛性は計算より得られた弾性剛性の 0.81～1.19 となり、2 割弱の誤差が生じる。しかしパネルの弾性剛性が骨組の弾性剛性に及ぼす影響は小さいため、前述の誤差が骨組の弾性剛性の推定に与える影響は小さい。

6) せん断耐力の実験値は計算値の 0.94～1.07 となり、実験値と計算値はよく対応している。

特に、1), 2) の結果より、6 章で述べる層間変形角・保有水平耐力の算定方法を、若干の変更で段違いパネルにも適用できる。層間変形角は標準型パネルと段違いパネルの違いを意識することなく算定でき、保有水平耐力の場合もパネルの全塑性パネルモーメントを標準型パネルから段違いパネルの算定式に変更するだけで、それ以降の算定ではパネルの違いを意識することなく計算することができる。

第5章 パネルが骨組の地震応答性状に及ぼす影響と要求される変形性能

5.1 序

強地震に対して建物の柱・梁・接合部パネルの各部材に生じる塑性変形がその部材の塑性変形能力を超えないようにすることは、耐震設計をする際、大変重要なことである。そのためには、設計段階でその建物の各部材（柱・梁・パネル）に生じると考えられる塑性変形がある程度把握できていなければならない。

地震荷重作用時の骨組に及ぼすパネルの影響を地震応答解析より検討した研究には以下に示す文献が挙げられる。田淵らは文献 5-1) ～ 5.3) で、パネルの全塑性耐力と柱あるいは梁の全塑性耐力のどちらか小さい方との比として定義されるパネル耐力比 R_{pp} をパラメータとした解析を行い、「 R_{pp} が大きくなるとパネルのエネルギー吸収の全体に対する比 W_p/W_t は小さくなる。 R_{pp} が 1 以下の場合は層間変形が大きくなるにつれ W_p/W_t は増加する傾向にある。一方、 R_{pp} が 1 以上の場合は減少する。 R_{pp} が 1 以上の時はパネルのエネルギー吸収がほとんど期待できない。」と結論づけている。長谷川らは文献 5-4) でパネルの降伏耐力と柱あるいは梁の降伏耐力のどちらか小さい方との比として定義されるパネル降伏比 R_{py} をパラメータとした解析を行い、「 R_{py} を低下させ、骨組への地震入力エネルギーをパネルにも分担させることで、骨組の柱および梁の強度を低減できる。」ことを示唆している。松尾らは、文献 5-5) でパネル降伏比 R_{py} をパラメータとした解析を行い、「 R_{py} が減少するとパネルの早期降伏による履歴減衰効果・固有周期が長くなることにより層間変形角が小さくなる。弱パネルにすると変形集中が緩和され、変形が一様化する傾向がある。」としている。

これらの研究では、「パネル耐力比またはパネル降伏比が骨組の応答性状・各部材の損傷に与える影響が大きいこと」・「パネル耐力比を小さくすることで応答や周辺部材の損傷を低減できること」を示唆している。ただし、これらの研究では柱・梁の耐力はそのままに、パネルの耐力を変えることでパネル耐力比を変更している。この考え方は、骨組の保有水平耐力を柱・梁の耐力から計算し、パネルの耐力が減少しても計算される保有水平耐力は一定であるとする現行設計法に基づくものである。本論で提案しようとしているパネル耐力を考慮した保有水平耐力の計算では、前述の解析骨組のパネル耐力比が 1 以下の場合、パネル耐力比が小さくなると骨組の保有水平耐力も小さくなる。パネルを考慮した保有水平耐力を用いるのであれば、保有水平耐力を一定にし、パネル耐力比をパラメータとした場合の応答性状についても検討しておく必要がある。

文献 5-6) では、パネルを考慮した角形鋼管柱と H 形断面梁で構成される多層ラーメンの応答解析を行い、その応答特性、パネルの塑性率・累積塑性変形倍率についても言及している。この文献については次節で簡単に紹介する。

地震荷重による骨組の損傷分布の予測を目的とした研究には以下のような文献が挙げられる。例えば、文献 5-7) 及び 5-8) ではせん断多質点系モデルを用い、重層骨組の高さ方向についての損傷分布が定量的に明らかにされている。また、文献 5-9) ～ 5.11) では等価 1 質点系及び魚骨形骨組を用い、全体崩壊型骨組の梁の必要塑性変形性能を明らかにしている。ただしこの文献では、梁とパネルを集約して魚骨梁として表し、パネルと梁のどちらか一つが塑性化する場合の必要塑性変形性能を求めている。そこで、パネルと梁が共に塑性化している場合にパネルと梁の塑性変形がどのような割合で生じているかを予測できれば、さらに部材レベルでの塑性変形を予測することが可能となり、それぞれに要求される塑性変形性能を低減できる。

本章では、まずパネルを考慮した地震応答解析に用いるためのパネルの弾塑性応答解析モデルを提案する。この解析モデルは、3, 4 章のパネル実験で確認された繰返しに伴う耐力上昇を表現し、変動軸力にも対応できるモデルである。次に、このモデルを用いたパネルを考慮した鋼構造骨組の応答解析と等価 1 質点系による骨組の地震応答の推測を行った既往の研究から、パネルに要求される変形性能について言及するとともに、第 3 章の十字形骨組載荷実験との比較を行う。また、骨組の保有水平耐力を一定とし、部材間耐力比（節点塑性モーメント比）を主パラメータとした地震応答解析を行い、鋼構造骨組の地震応答におけるパネルと梁の損傷に与える影響について検討する。

5.2 歪硬化と変動軸力を考慮したパネルの弾塑性応答解析モデル

5.2.1 複合応力下における応力度－歪度関係モデル

3, 4 章の実験結果よりパネルの履歴は繰返し載荷による耐力上昇を伴うことがわかる。パネルが骨組の応答性状に及ぼす影響を考察するためには、できる限り実際の履歴を適切に表現したモデルである方がよい。本節では、辻らの提案した複合応力化での応力度－歪度関係モデル⁵⁻¹²⁾を用いることで、歪硬化と変動軸力に対応できるパネル解析モデルを提案する。

辻らの提案したモデル⁵⁻¹²⁾（以下辻モデルと呼ぶ）の特徴として次の三点が挙げられる。

- I. 複合応力下での応力度－歪度関係である。
- II. 移動硬化と等方硬化の組合せ硬化モデルである。
- III. バウシinger 効果を表現する。

バウシinger 効果は、耐力・2 次剛性の異なる 2 つの bi-linear 型モデルを直列に並べた tri-linear 型モデルとして表される（図 5.1 参照）。結合する二要素を要素 A, B とし、以下右添字 A, B でそれぞれの要素を表す。図 5.1 に一軸引張状態の場合を示す。図中の σ_y は一軸引張状態での降伏応力度、 E はヤング係数、 μ は歪硬化係数を表す。要素 A, B の歪硬化係数 μ_A, μ_B はそれぞれ次式で表される。

$$\mu_A = \frac{5\mu}{9+5\mu}, \quad \mu_B = \frac{5\mu}{1-5\mu} \quad (5.1), (5.2)$$

各要素（bi-linear 型モデル）の歪硬化則を決めるフローチャートを図 5.2 に示す。

平面応力状態に対する辻モデルでは二つのベクトル（応力度ベクトル $\{\sigma\}$ と降伏曲面 F の原点の移動量を表すベクトル $\{\alpha\}$ ）と二つの曲面（降伏曲面 F と移動硬化域を規定する曲面 g ）の関係からその硬化則が決まる。これらはそれぞれ次式で定義される。

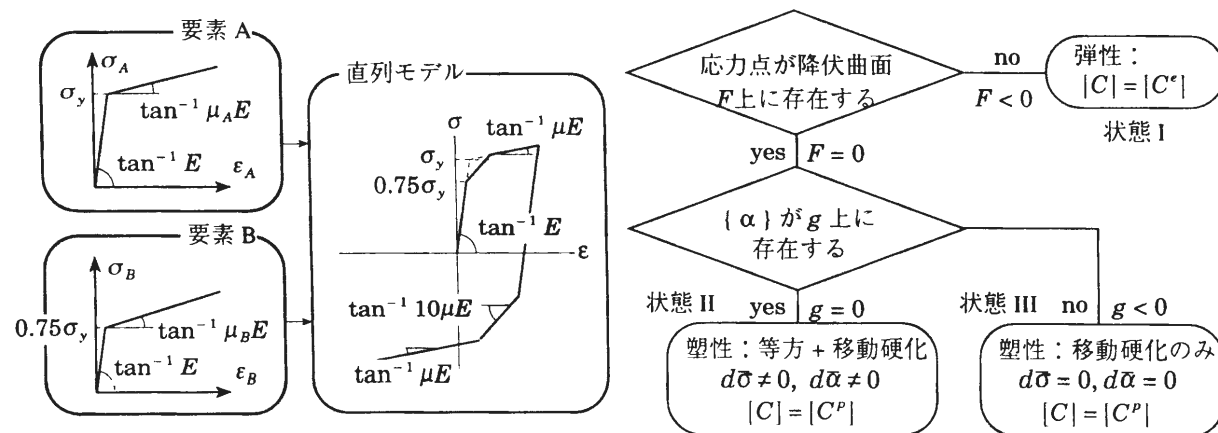


図 5.1 直列モデル

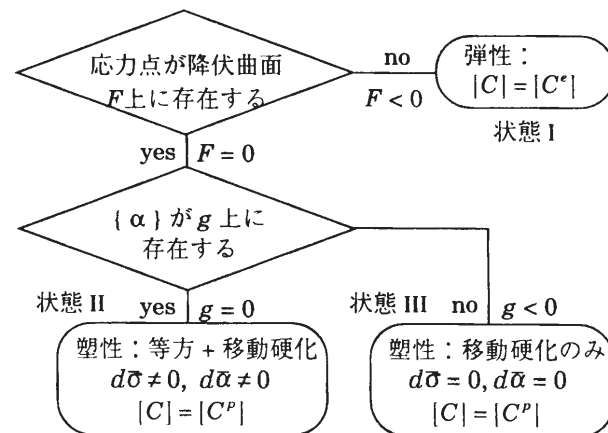


図 5.2 辻モデル硬化則フローチャート

$$\{\sigma\} = \{\sigma_X \quad \sigma_Y \quad \tau_{XY}\}^T$$

$$\{\alpha\} = \{\alpha_X \quad \alpha_Y \quad \alpha_{XY}\}^T$$

$$F = \{(\sigma_X - \alpha_X) - (\sigma_Y - \alpha_Y)\}^2 + (\sigma_Y - \alpha_Y)^2 + (\sigma_X - \alpha_X)^2 + 6(\tau_{XY} - \alpha_{XY})^2 - 2\bar{\sigma}^2 = 0 \quad (5.3)$$

$$g = (\alpha_X - \alpha_Y)^2 + \alpha_X^2 + \alpha_Y^2 + 6\alpha_{XY}^2 - 2\bar{\alpha}^2 = 0 \quad (5.4)$$

ただし、 $\bar{\sigma}$ の初期値は一軸引張状態での降伏応力度 σ_y 、 $\bar{\alpha}$ の初期値は 0 である。状態 I・II・III の時の応力度増分－歪度増分関係は次式で表される。

$$\{d\epsilon\} = [C] \{d\sigma\} \quad (5.5)$$

$$\text{弾性: } [C] = [C^e] = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & 0 \\ -\nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \quad (5.6)$$

$$\text{塑性: } [C] = [C^p] = \left[\frac{1}{c} \frac{\{\partial F / \partial \sigma\} \{\partial F / \partial \sigma\}^T}{\{\partial F / \partial \sigma\}^T \{\partial F / \partial \sigma\}} + [C^e] \right] \quad (5.7)$$

$$\text{ただし, } c = \frac{2}{3} \frac{\mu}{1-\mu} E \quad (5.8)$$

μ は各 bi-linear モデルの一軸引張状態の歪硬化係数である。等方硬化と移動硬化が同時に生じる状態 II では、(5.3), (5.4) 式中の $\bar{\sigma}$ と $\bar{\alpha}$ が変化する。全応力増分に対する等方硬化による応力増分の比を β で表すと、 $\bar{\sigma}$ と $\bar{\alpha}$ の増分は次式で表される。

$$d\bar{\sigma} = \frac{1}{4\bar{\sigma}} \{\partial F / \partial \sigma\}^T (\{d\sigma\} - \{d\alpha\}) \quad (5.9)$$

$$d\bar{\alpha} = \frac{1}{4\bar{\sigma}} \{\partial g / \partial \sigma\}^T \{d\alpha\} \quad (5.10)$$

(5.9), (5.10) 式中の $\{d\alpha\}$ は、次式で得られる。

$$\{d\alpha\} = (1-\beta) \frac{(\{\sigma\} - \{\alpha\}) \{\partial F / \partial \sigma\}^T}{(\{\sigma\}^T - \{\alpha\}^T) \{\partial F / \partial \sigma\}} \{d\sigma\} \quad (5.11)$$

5.2.2 変数の設定

前項で述べた辻モデルを特定するためには、以下の 4 つの値が必要である。

降伏応力度	: σ_y
歪硬化係数	: μ
要素 A の全応力増分に対する等方硬化による応力増分比	: β_A
要素 B の全応力増分に対する等方硬化による応力増分比	: β_B

辻らは SS400 の定常繰返し応力度－歪度関係に適合するようにこれらの値を提案している⁵⁻¹²⁾。ここでは、パネルに使用した鋼材の単調一軸引張試験より得られる情報からこれらの値を決定する方法を提案する。

図 5.3 に歪硬化係数 μ の求め方を示す。図中、 σ_y は降伏応力度（Round-house 型の応力度－歪度関係では 0.2% offset 値）、 σ_b は最大応力度、 ϵ_y は降伏歪度、 ϵ_b は一様歪度を示す。歪硬化係数は (ϵ_y, σ_y) と (ϵ_b, σ_b) を結ぶ線分の勾配をヤング係数 E で除した値とする。要素 A の等方硬化の割合を決める β_A は主に素材の歪硬化に影響される。素材の等方硬化の割合は歪硬化の度合いによって変化し、 $\bar{\sigma}$ が小さいときは等方硬化の占める割合が大きく、 $\bar{\sigma}$ が大きくなると移動硬化に移行する傾向がある。したがって、 β_A は $\bar{\sigma}$ の線形関数であると仮定し、図 5.3 のように降伏点 (ϵ_y, σ_y) では $\beta_A = 1$ 、 (ϵ_b, σ_b) の点で $\beta_A = 0$ とする。すなわち、次式で与える

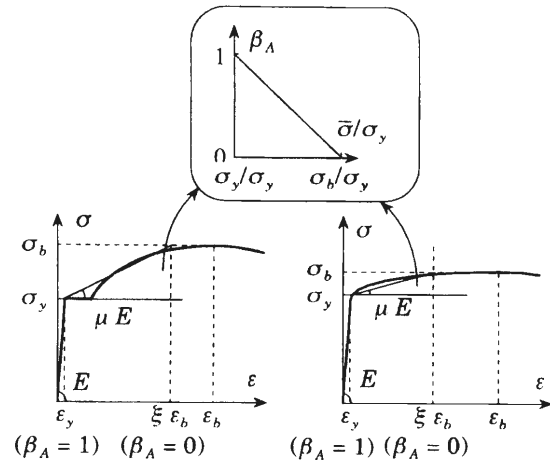


図 5.3 歪硬化係数と β の設定

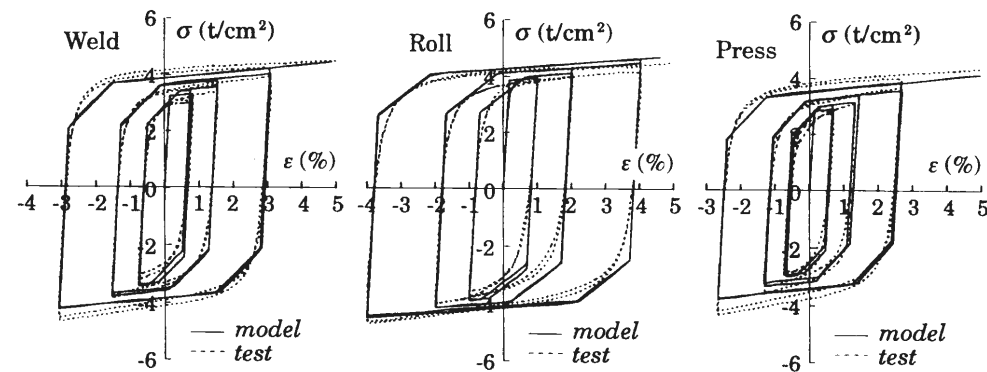


図 5.4 一軸繰返し試験結果と解析結果

$$\beta_A = \frac{1}{\sigma_y - \sigma_b} (\bar{\sigma} - \sigma_b) \quad (5.12)$$

一方, β_B は一定であると仮定する.

以上の仮定に基づいてパラメトリック解析を行い, 3章で述べたパネル部分試験体の角形鋼管平板部から切り出した一軸繰返し素材試験結果と比較し, 試行錯誤の結果, 変数値を決定した. それらを以下に示す.

$$\xi = 0.5, \quad \beta_B = 0.3$$

これらの値を用いて得られた応力度-歪度関係モデルと一軸繰返し素材実験結果の一例を図 5.4 に示す. 両者は良く対応している.

5.2.3 パネル解析モデル (角形鋼管 0° 方向)

図 5.5 にパネルの解析モデルを示す. 解析対象は鋼管径が D , 板厚が t_p , コーナー部の板厚中心線の半径が r_m である角形鋼管である. $r_m = 0$ とすることで, 溶接組立鋼管に対応する. モデルは, 軸力のみが作用する水平・鉛直フランジ要素, 軸力とせん断力の組合せ応力が作用するパネル要素から構成される. 各要素内には一様な平面応力場を仮定する. フランジ要素を採用したのは, フランジとパネルの降伏時期の差によって生じる軸方向剛性の差異によって, パネルの軸力がフランジに再配分される現象を表現するためである. 素材の履歴モデルには辻モデルを用いる.

ウェブ, 鉛直・水平フランジ要素 (それぞれ左下添字で w, fv, fh) の応力度 $\{\sigma\}$ ・歪度 $\{\varepsilon\}$ ・荷重

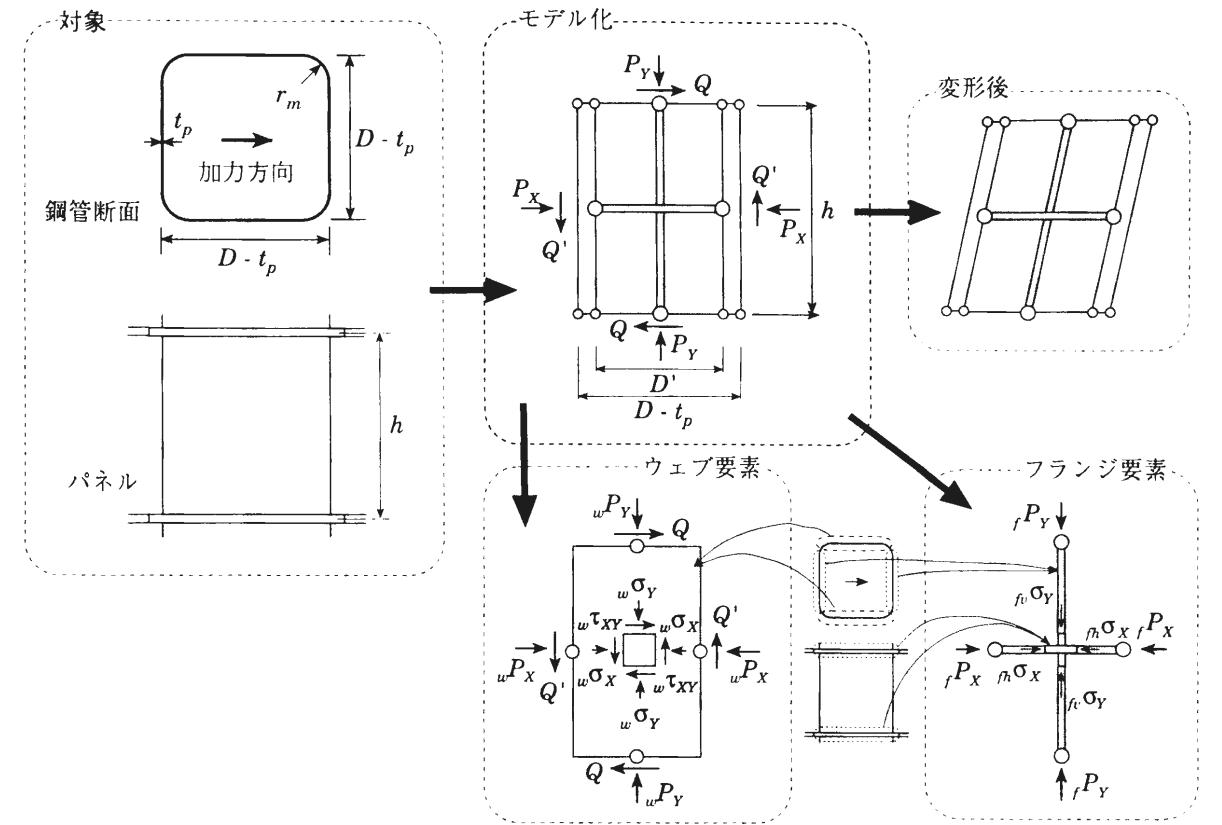


図 5.5 パネル解析モデル (角形鋼管 0° 方向)

ベクトル $\{P\}$ をそれぞれ以下のように定義する (図 5.5 を参照).

$$\{w\sigma\} = \{w\sigma_x \ w\sigma_y \ w\tau_{xy}\}^T, \quad \{fv\sigma_y\}, \quad \{fh\sigma_x\}$$

$$\{w\varepsilon\} = \{w\varepsilon_x \ w\varepsilon_y \ w\gamma_{xy}\}^T, \quad \{fv\varepsilon_y\}, \quad \{fh\varepsilon_x\}$$

$$\{wP\} = \{wP_x \ wP_y \ wM\}^T, \quad \{fvP\} = \{0 \ fvP_y \ 0\}^T, \quad \{fhP\} = \{fhP_x \ 0 \ 0\}^T$$

$$\text{ただし, } {}_pM = Qh$$

また, パネルモデル全体に作用する荷重ベクトル $\{P\}$ とそれに対応する変位ベクトル $\{u\}$ をそれぞれ次式で定義する.

$$\{P\} = \{P_x \ P_y \ {}_pM\}^T, \quad \{u\} = \{u_x \ u_y \ \gamma\}^T \quad (5.13), (5.14)$$

ただし, u_x, u_y はそれぞれ X, Y 方向の軸方向変位, γ はパネルのせん断変形角を表す.

各要素の歪度増分ベクトル $\{d\varepsilon\}$ と変位増分ベクトル $\{du\}$ の適合条件は次式で表される.

$$\{d_w\varepsilon\} = [{}_wT] \{du\} \quad [{}_wT] = \begin{bmatrix} 1/D' & 0 & 0 \\ 0 & 1/h & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (5.15)$$

$$\{d_{fh}\varepsilon_x\} = [{}_{fh}T] \{du\} \quad [{}_{fh}T] = \begin{bmatrix} 1/D' & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (5.16)$$

$$\{d_{fv}\varepsilon_y\} = [{}_{fv}T] \{du\} \quad [{}_{fv}T] = \begin{bmatrix} 0 & 1/h & 0 \end{bmatrix} \quad (5.17)$$

荷重増分-応力度増分関係は次式で表される.

$$\{d_wP\} = 2t_p D' h [{}_wT]^T \{d_w\sigma\} \quad (5.18)$$

$$\{d_{fh}P\} = {}_{fh}A_X D' [{}_{fh}T]^T \{d_{fh}\sigma_x\} \quad (5.19)$$

$$\{d_{fv}P\} = f_v A_Y h [f_v T]^T \{d_{fv}\sigma_Y\} \quad (5.20)$$

(5.18) 式中の $2t_p D'$ は、パネル要素の断面積 $w A_Y$ であり、次式で与える。

$$w A_Y = 2 t_p D' = \frac{A}{2} \quad (5.21)$$

ただし、 A は角形鋼管の断面積であり、次式で表される。

$$A = \{4(D - t_p - 2r_m) + 2\pi r_m\} t_p \quad (5.22)$$

フランジの断面積はそれぞれ次式で定義する。

$$f_v A_Y = A - w A_Y \quad (5.23)$$

$$f_h A_X = 2 D t_{dp} \quad (5.24)$$

ただし、 t_{dp} はダイアフラムの板厚である。(5.3), (4.13)~(4.18) 式よりパネルの剛性方程式が以下のように導ける。

$$\{dP\} = [GK] \{du\} \quad (5.25)$$

$$[GK] = w A_Y h [wT]^T [w_s K] [wT] + f_h A_X D' [f_h T]^T [f_h s K] [f_h T] + f_v A_Y h [f_v T]^T [f_v s K] [f_v T]$$

5.2.4 パネル解析モデル（円形鋼管）

図 5.6 に円形鋼管パネルの解析モデルを示す。対称性を考慮して鋼管断面の 1/4 の部分を考える。鋼管外径は D ，鋼管厚は t_p ，パネルせいは h である。鋼管断面 1/4 を n 個に等分割し、 n 枚の平面要素に置換する。各要素内は一様な平面応力場であり、図 5.6 に示す応力場を仮定する。要素 i の応力度とそれに対応する歪度ベクトルを以下のように定義する。

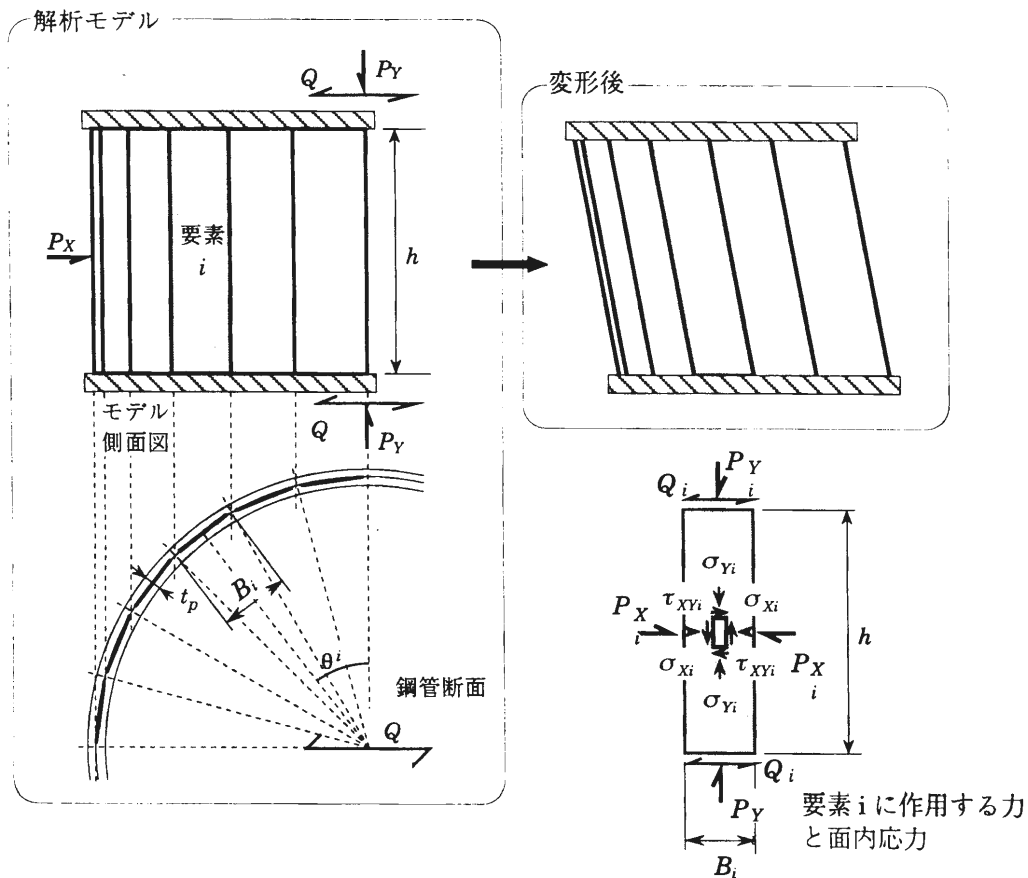


図 5.6 パネル解析モデル（円形鋼管）

$$\{\sigma_i\} = \{\sigma_{Xi} \ \sigma_{Yi} \ \tau_{XYi}\}^T \quad \{\varepsilon_i\} = \{\varepsilon_{Xi} \ \varepsilon_{Yi} \ \gamma_{XYi}\}^T$$

板要素の応力度－歪度関係には辻モデルを適用する。各板要素は置換する鋼管断面の位置に応じて、図 5.6 に示すようにせん断力荷方向から一定角度傾いて配置される。図 5.6 に示す要素 i に作用する荷重ベクトルとそれに対応する変位ベクトルを以下のように定義する。

$$\{P_i\} = \{P_{Xi} \ P_{Yi} \ M_i\}^T \quad \{u_i\} = \{u_{Xi} \ u_{Yi} \ \gamma_i\}^T$$

$$\text{ただし、} \ M_i = Q_i h$$

$$u_{Xp} \ u_{Yi} \text{ はそれぞれ } i \text{ 要素の } X, Y \text{ 方向の軸方向変位, } \gamma_i \text{ はせん断変形角を表す。}$$

パネルモデル全体に作用する荷重ベクトルとそれに対応する変位ベクトルを以下のように定義する。

$$\{P\} = \{P_X \ P_Y \ M\}^T \quad \{u\} = \{u_X \ u_Y \ \gamma\}^T$$

$$\text{ただし、} \ M = Q h$$

$$u_X \ u_Y \text{ はそれぞれモデルの } X, Y \text{ 方向の軸方向変位, } \gamma \text{ はせん断変形角を表す。}$$

要素 i における応力度ベクトルと歪度ベクトルの関係は辻モデルによって定義され、次式によって表される。

$$\{d\sigma_i\} = [{}_i K_i] \{d\varepsilon_i\} \quad (5.26)$$

ただし、 $[{}_i K_i]$ は辻モデルにより得られる要素 i の要素剛性マトリックスである。要素 i の歪度増分ベクトルと変位増分ベクトルの適合条件は次式で表される。

$$\{d\varepsilon_i\} = [T_i] \{du_i\} \quad [T_i] = \begin{bmatrix} 1/B_i & 0 & 0 \\ 0 & 1/h & 0 \\ 0 & 0 & \cos \theta_i \end{bmatrix} \quad (5.27)$$

ここで、 B_i は要素 i の幅である。また、荷重増分－応力度増分関係は次式で表される。

$$\{dP_i\} = B_i h t [T_i] \{d\sigma_i\} \quad (5.28)$$

(5.26), (5.27) 式を (5.28) 式に代入するとパネルの剛性方程式が以下のように得られる。

$$\{dP\} = \sum [K_i] \{du\} \quad (5.29)$$

$$\text{ただし、} \ [K_i] = B_i h t [T_i]^T [{}_i K_i] [T_i]$$

5.2.5 実験結果との比較

前項で述べたパネル解析モデルを 3.2 節の実験結果と比較して検討する。試験体の素材の機械的性質と歪硬化係数 μ を表 5.1 に示す。

まず、円形鋼管断面の分割数を決定するために分割数をパラメータにして解析する。図 5.7 に解析結果を示す。C0150 試験体と C0156 試験体についてそれぞれ鋼管断面を 1/4 を 2 分割、4 分割、10

表 5.1 素材の機械的性質と解析パラメーター

素材名	σ_y t/cm ²	σ_b t/cm ²	ε_y $\times 10^{-3}$	ε_b $\times 10^{-1}$	μ %	YR
Weld	3.23	4.65	1.54	1.97	0.69	0.69
Roll	4.01	4.71	1.91	1.31	0.53	0.85
Press	2.80	4.36	1.33	2.03	0.74	0.64
STK400	3.34	4.21	3.54	1.55	0.56	0.79
STK490	4.07	5.03	3.94	1.26	0.77	0.81
STK490SR	4.29	5.10	4.04	1.31	0.63	0.84

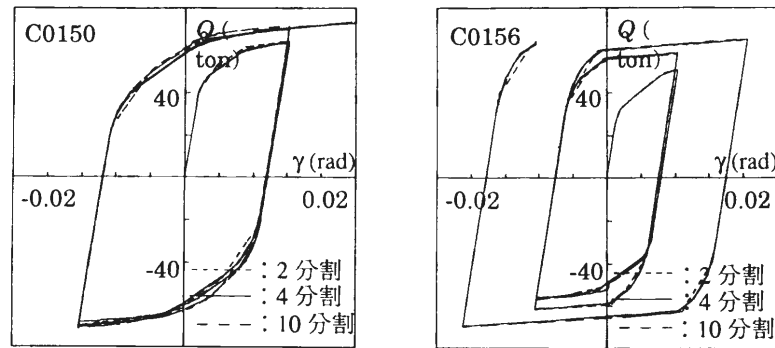


図 5.7 分割数を変化させて解析した結果

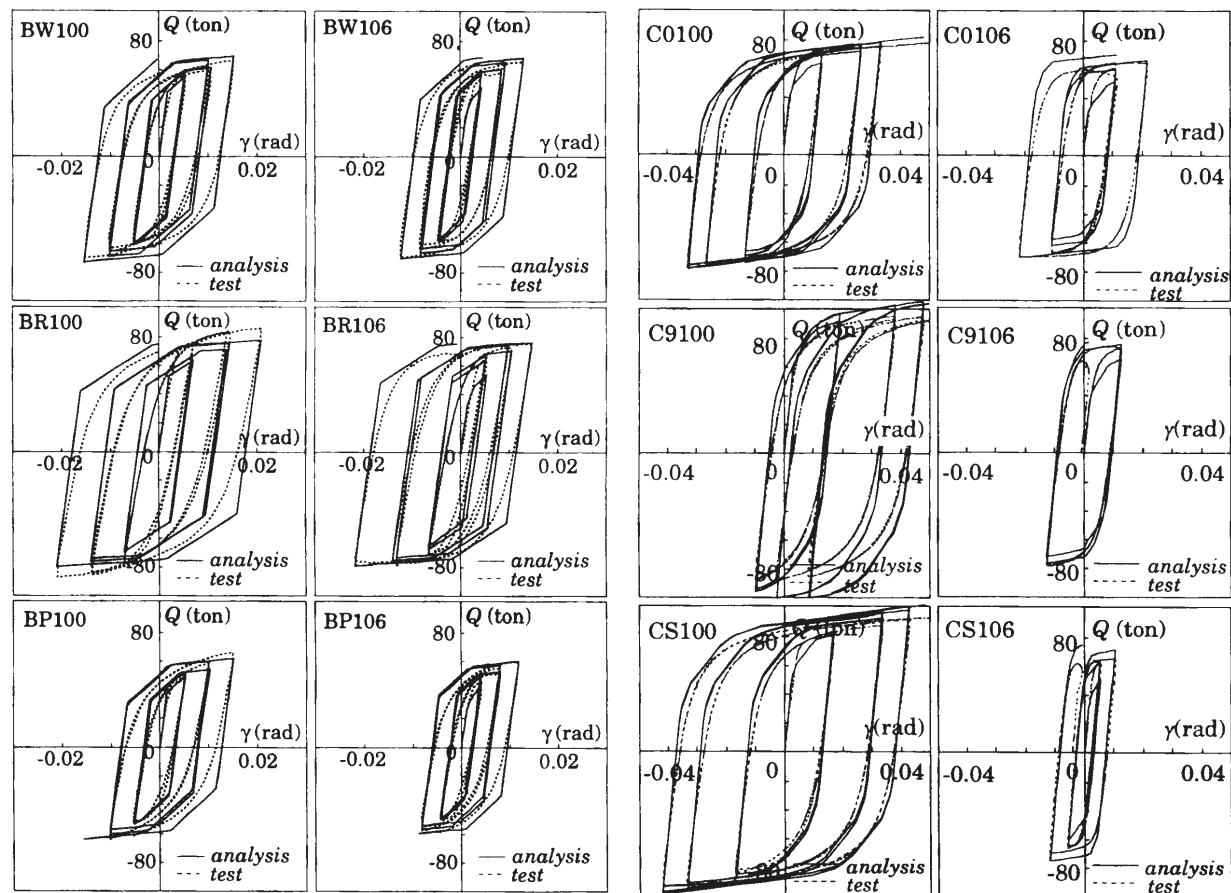


図 5.8 パネル部分試験体解析結果（角形断面）

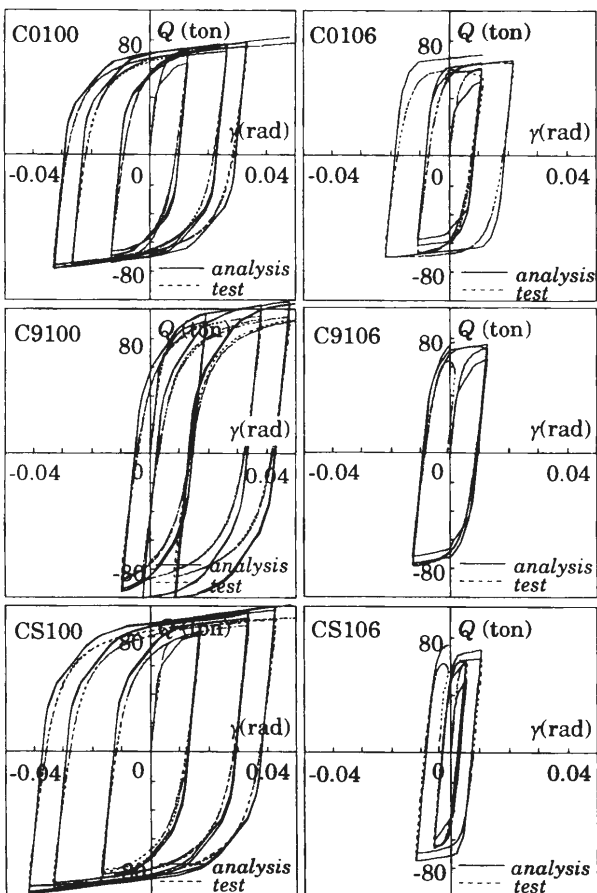


図 5.9 パネル部分試験体解析結果（円形断面）

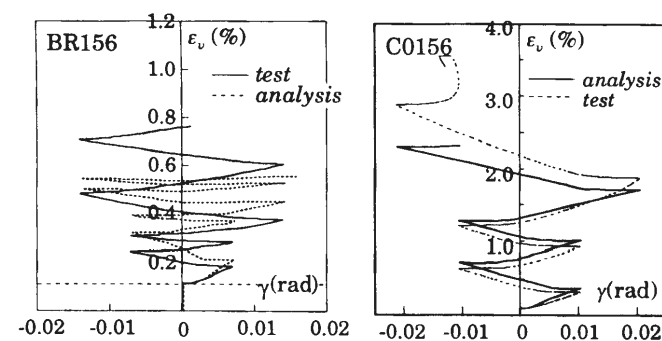


図 5.10 軸方向歪度の比較一例

分割と分割数を変えて解析した結果である。分割数を 2, 4, 10 と変えても解析で得られる履歴曲線に大きな違いは見られなかった。以降の解析では鋼管断面 1/4 を 4 分割し、4 枚の板要素に置換する。

図 5.8, 5.9 にパネル部分試験体の解析結果を示す。縦軸にせん断力を、横軸にせん断変形角を示す。耐力については両者は良く対応している。また、この解析モデルは局部座屈を考慮していないため、局部座屈により耐力が低下している試験体については実験より解析の方が耐力が高くなっている。図 5.10 ではフランジ部の軸方向歪を示す。縦軸にフランジ部の軸方向歪度 ϵ_v を、横軸にせん断変形角 γ を示す。解析結果は実験結果と良く対応し、せん断繰返し载荷が進行するとともに軸方向歪が大きくなることわかる。

5.3 既往の研究から得られるパネルの必要変形性能

5.3.1 パネルを考慮した応答解析結果より得られたパネルの必要変形性能

文献 5-6) で対象とした骨組は、図 5.11 に示す 3 種類の角形鋼管柱・H 形断面梁で構成される平面ラーメン骨組（A, B, C 骨組）である。層数は 2, 4, 8, 12（C 骨組のみ 12 層は無し）である。これらの骨組は以下の設計方針に沿って、一貫設計プログラムにより設計された骨組である。

- ・設計時にはパネルは無視し、パネルの断面は下の階の柱断面と同一とする。
- ・一次設計用地震荷重に対して層間変位角 1/200 以下とする。
- ・SS400 で許容応力度を満足しないときは SM490 材を用いる。
- ・梁降伏先行となるように断面を選定する。
- ・幅厚比が B ランク以上の部材を用いる。
- ・柱は外径一定とし、板厚のみを変化させる。
- ・梁の曲げ剛性に寄与する床スラブの剛性効果を考慮して梁の曲げ剛性を両側スラブ付きで 1.4 倍、片側スラブ付きで 1.2 倍とする。

得られた骨組の一次固有周期 T_1 とベースシヤール係数 C_B を表 5.2 に示す。ただし、ベースシヤール係数は静的弾塑性解析から算定している。また、解析対象骨組の梁柱・パネル柱耐力比 ${}_{bc}R_p^* \cdot {}_{pc}R_p^*$ を図 5.12 に示す。内梁では多くの節点でパネルが梁よりも先行降伏する骨組となっている。パネル梁耐力比で表現すると 0.6～1.2 程度になり、上記のようなパネルを無視した設計を行った場合にパネルが先行降伏するような節点が生じることがあることがわかる。

使用した応答解析プログラムは小川・多田作成の CLUB.f, CLAP.f⁵⁻¹³⁾ である。柱・梁は一般化塑性ヒンジモデル、パネルは第 5.2 節で示した軸力とせん断力の複合応力による相関降伏条件を考慮した弾塑性応答解析モデルである。柱・梁とパネルの歪硬化係数はそれぞれ 2%, 1% としている。減衰は剛性

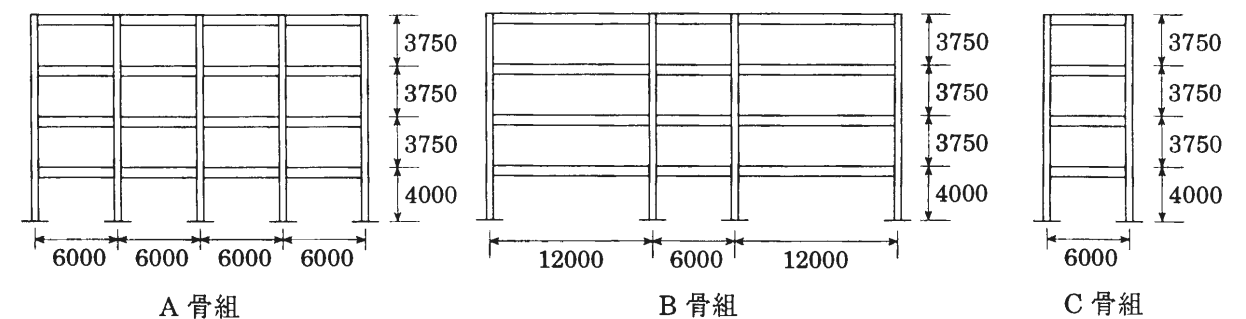


図 5.11 解析対象骨組（4 層の場合）

表 5.2 解析対象骨組の一次固有周期 T_1 とベースシヤール係数 C_B

骨組	層数	$T_1(\text{sec})$	C_B
A	2	0.61	0.614
	4	0.83	0.437
	8	1.19	0.377
	12	1.66	0.264
B	2	0.54	0.811
	4	0.81	0.573
	8	1.17	0.443
	12	1.61	0.328
C	2	0.63	0.539
	4	0.85	0.427
	8	1.18	0.365

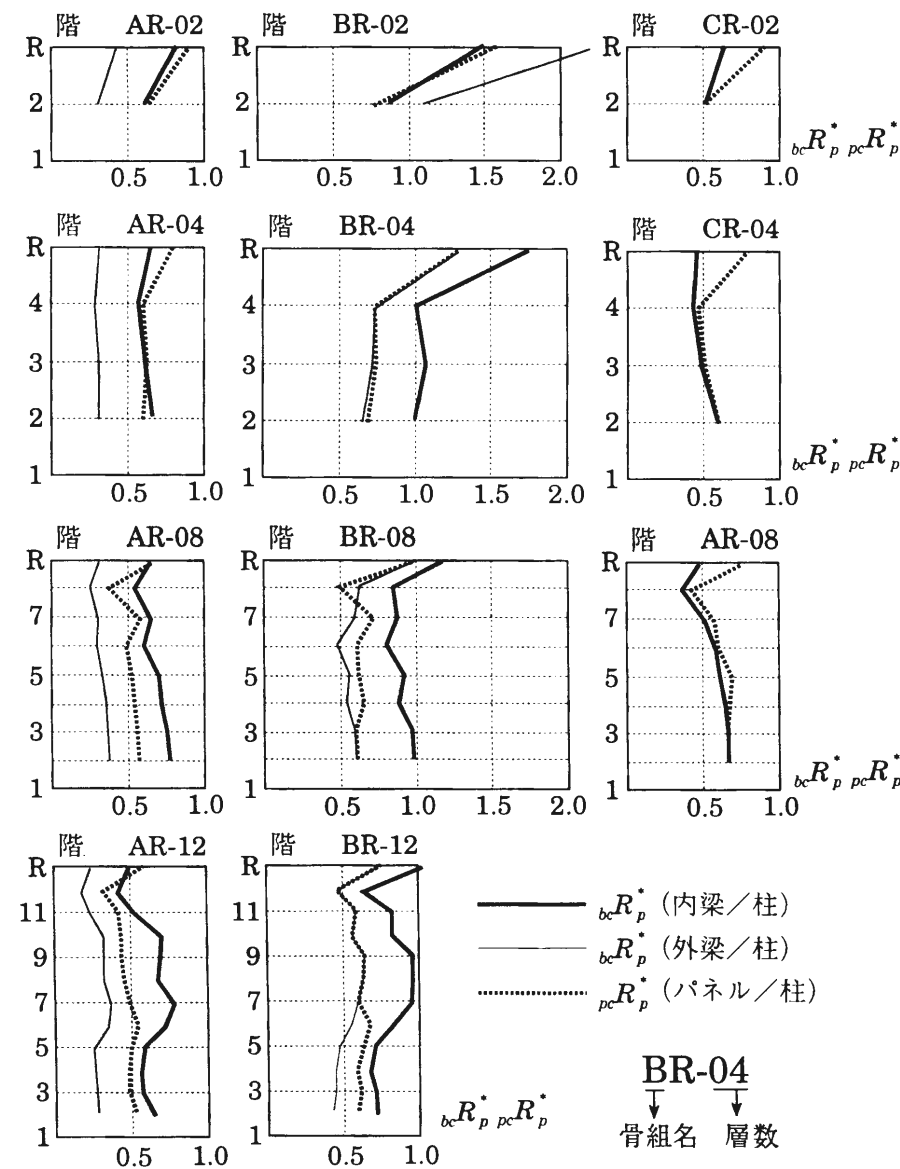


図 5.12 梁柱耐力比・パネル柱耐力比

比例型で減衰定数は 2% である。入力地震動は、El Centro NS (最大加速度 511gal), Taft EW (497gal), Hachinohe EW (255gal), vv-elns⁵⁻¹⁴ (297gal), Yokohama⁵⁻¹⁵ (312gal), Kobe NS (818gal) の 6 波で、入力地震波の最大速度は約 50 kine である。ただし、Kobe NS のみ 87 kine である。

この地震応答解析より得られたパネルの正負各々の最大塑性率 $\gamma_{\max}^{(+)}$ と累積塑性変形倍率 $\eta^{(+)}$ の関係を図 5.13 に示す。図よりパネルの累積塑性変形倍率を読みとると、最大速度 50 kine の地震動に対しては最大 11 程度、Kobe NS に対しては最大 17 程度になる。正負あわせての累積塑性変形倍率を単純に片側の 2 倍と考えると、最大速度 50 kine の地震動に対しては最大 22, Kobe NS に対しては 34 程度となる。また最大塑性率は 7 程度となる。

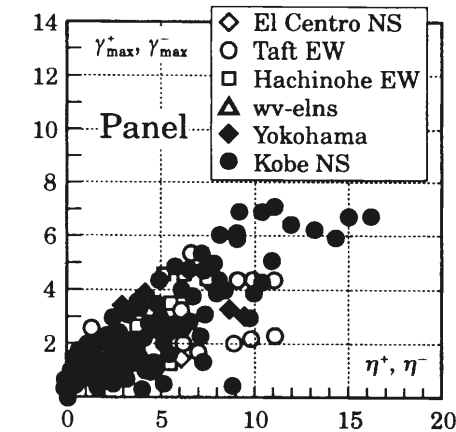


図 5.13 パネルの最大塑性率－累積塑性変形倍率

5.3.2 等価 1 質点系から推定されるパネルの必要変形性能

小川らは、文献 5-9) の中で強柱多層ラーメン構造の梁に要求される塑性変形性能 (振幅と累積値) を算定するために等価 1 自由度モデルを構築し、そこから梁の累積塑性回転角 $\Sigma \theta_{bp}$ の算定式を提案している。なお、強柱多層ラーメン構造とは梁・パネルよりも柱の耐力が大きく骨組が全体崩壊型を呈するラーメン構造を意味する。文献では梁崩壊型を想定しているが、パネルが先行降伏する骨組も全体崩壊型を構成するので、この梁に対する要求性能はパネルに対する要求性能と読み替えることができる。なお、算定式の妥当性は文献 5-10) で魚骨形骨組の応答解析結果との比較から確認されている。

等価 1 質点系の復元力特性を図 5.14 中に実線で示す。復元力特性は Tri-linear 形であり、 Q_u は保有水平耐力を、 ψQ_u は最初に部材が降伏する耐力レベルを表す。5.3.1 項で用いた B 骨組を対象に、等価 1 質点系に置換した場合の ψ を求める。図 5.15 には BR-04, BR-08 骨組の静的弾塑性解析結果より得られた各層の層せん断力－層間変形角関係より得られる転倒モーメント M_{ovt} －有効構造回転角 θ^{EF}

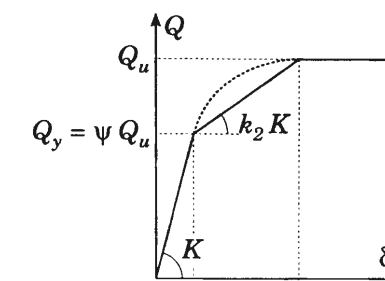


図 5.14 等価 1 質点形の層せん断力－層間変位関係

関係を示す。図中の2本の点線のうち上の方は保有水平耐力レベルを、下の方は部材が最初に降伏したレベルを示す。この二つの耐力の比が等価1質点系での ψ に相当する。この骨組では $\psi = 1/1.5$ 程度となる。図5.14中の k_2 は2次勾配と初期勾配の比を表し、ここでは柱を剛、すべての梁の片側に塑性ヒンジができた状態を想定して、 $k_2 = 1/4$ とする。

文献5-11)では、各層の階高・重量がすべて等しいN層のラーメン構造を対象に以下の条件に基づいて、梁に要求される変形性能をパラメトリックに計算している。

- ・ 一次設計用の層せん断力に対する各層の層間変形角は1/200とする。
- ・ 最大ベースシヤ係数 C_B は $D_S C_0 R_f(T)$ とする。
- ・ 階高 h は4m

図5.16左には層数 N をパラメータに、図5.16中には6層骨組を対象に D_S をパラメータに、図5.16右には損傷に寄与するエネルギーの速度換算値 V_{dm} をパラメータに梁に要求される累積塑性回転角 $\Sigma \theta_{bp}$ を示している。また、図5.17には図5.16と同様に梁に要求される最大塑性回転角 $\theta_{bp \max}$ を示す。図中の \bar{S}_V は図5.18に示す設計用擬似速度応答スペクトルを規定するパラメータである。図5.16左に一例を示すように、4層以上では層数が累積塑性回転角に与える影響は小さいと結論づけられている。この結論をふまえて図5.16の中図と右図には層数6の場合の累積塑性回転角を示している。例えば、

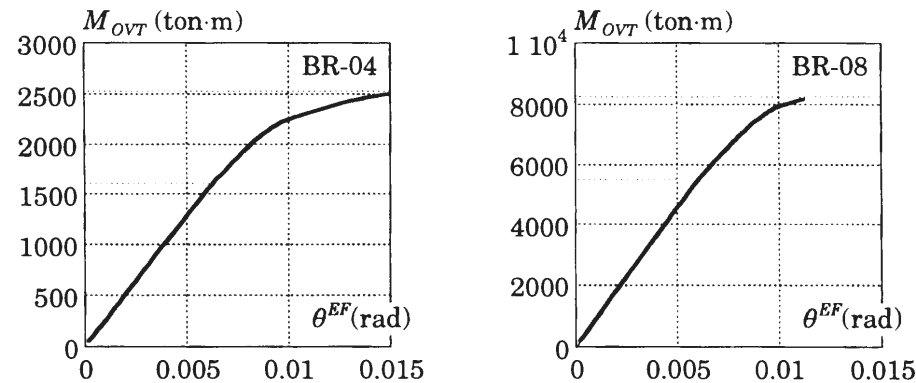


図 5.15 転倒モーメント M_{OVT} - 有効構造回転角 θ^{EF} 関係

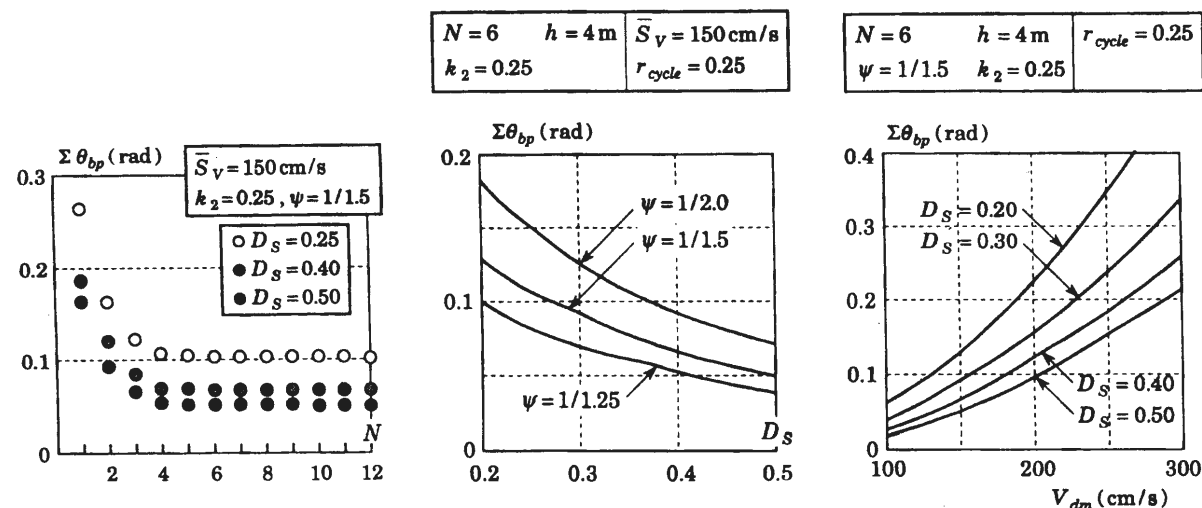


図 5.16 梁の累積塑性回転角

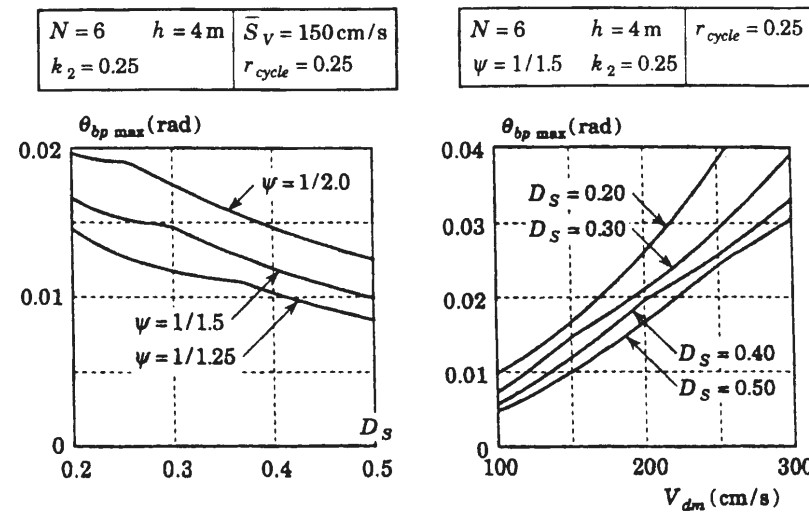


図 5.17 梁の最大塑性回転角

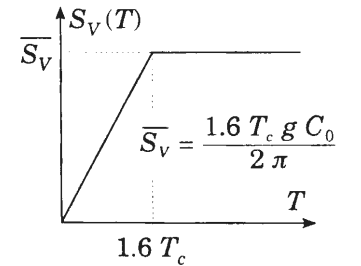


図 5.18 設計用擬似速度
応答スペクトル

第2種地盤を想定した $\bar{S}_V = 150 \text{ cm/s}$ 、 $D_S = 0.25$ 、 $\psi = 1/1.5$ の場合を図より読み取ると、累積塑性回転角は0.1 rad強となる。 $\psi = 1/2.0$ の場合でも、0.15 rad程度である。パネルの降伏せん断変形角は素材の降伏応力度を 3.3 t/cm^2 とすると $1/425 \text{ rad}$ となるから、累積塑性回転角を累積塑性変形倍率 $\rho \eta$ に換算すると、 $\psi = 1/1.5$ の場合には42.5、 $\psi = 1/2.0$ の場合には63.8となる。また、パネルの降伏応力度が 2.4 t/cm^2 、 $\psi = 1/2.0$ の場合でも $\rho \eta = 87.7$ となる。したがって、上記の条件の範囲であれば、パネルに要求される累積塑性変形倍率は高々90程度と予測することができる。また、最大層間変形角は $\psi = 1/1.5$ の場合0.015rad、 $\psi = 1/2.0$ の場合0.019rad程度となる。最大塑性率に換算すると、パネルの降伏応力度が 3.3 t/cm^2 のとき、 $\psi = 1/1.5$ の場合6.4、 $\psi = 1/2.0$ の場合8.1程度となる。パネルの降伏応力度が 2.4 t/cm^2 、 $\psi = 1/2.0$ の場合でも最大塑性率は11程度である。

5.3.3 十字形架構実験結果との比較

5.3.1, 5.3.2より予測されるパネルの累積塑性変形倍率と3.4節で述べた十字形架構試験体より得られたパネルの最大塑性率・累積塑性変形倍率を比較する。表5.3に実験より得られた角形鋼管パネルの累積塑性変形倍率 η を示す。表中の「>」は実験終了に至るまで耐力低下をせず、それ以上の変形能力を有することを示している。なお、累積塑性せん断変形角 $\Sigma \gamma$ と累積塑性変形倍率 η はいずれも最大耐力時までの値を示している。表の値より、No.8の以外の試験体では、前項で述べた要求値を超える累積塑性変形倍率を有している。累積塑性変形倍率が100を下回る試験体でも、最大耐力後の耐力低下はいずれも小さく、表中の終了ループで示される耐力が最大耐力の90%に低下する低下するループまでにはさらに多くの変形性能を有していることを付け加えておく。また、実験での耐力低下ループはNo.7の幅厚比42の試験体を除き $12 \gamma_p$ 以上であり、最大塑性率にすると11以上となる。すなわち、前項で予測された11と比較して、同等以上の最大塑性率を有していることを意味する。

累積塑性変形倍率は載荷振幅に依存する値であり、たとえば小振幅での定常載荷と大振幅での定常載荷では小振幅の累積塑性変形倍率が大きくなる。したがって、地震時の履歴と実験での載荷履歴が一致しなければ、両者の累積塑性変形倍率の大小を単純に比較することはできない。しかしながら、今回の実験では載荷ループが要求される最大塑性率を超え、その履歴から得られる累積塑性変形倍率も要求される累積塑性変形倍率を上回ることから、要求される変形性能を上回る性能を有していると考えられる。

表 5.3 3.4 節の十字形架構パネルの累積塑性変形倍率

No.	試験体名	耐力低下 ループ	終了ループ	$\Sigma \gamma$	η
1	B4216-0R	-12 $\gamma y \times 2$	-12 $\gamma y \times 4$	0.406	133.4
2	B4216-5R	-12 $\gamma y \times 1$	+12 $\gamma y \times 4$	0.283	93.0
3	B2816-0R		> +16 γy	> 0.550	> 193.4
4	B2816-5R		> +16 γy	> 0.440	> 154.6
5	B2116-0R		> +16 γy	> 0.490	> 174.6
6	B2116-5R		> +16 γy	> 0.424	> 151.1
7	D4216-0R	-8 $\gamma y \times 1$	-12 $\gamma y \times 2$	0.283	93.1
8	D4216-5R	+12 $\gamma y \times 1$	+16 $\gamma y \times 1$	0.228	74.8
9	D2816-0R	+12 $\gamma y \times 1$	+12 $\gamma y \times 1$	0.264	92.7
10	D2816-5R	-12 $\gamma y \times 2$	+16 $\gamma y \times 1$	0.265	93.3
11	D2112-0R	-16 $\gamma y \times 2$	+16 $\gamma y \times 1$	0.538	191.4
12	D2112-5R	+12 $\gamma y \times 1$	+16 $\gamma y \times 1$	0.461	164.1
13	D2116-0R	-14 $\gamma y \times 2$	+16 $\gamma y \times 1$	0.331	118.0
14	D2116-3R	+12 $\gamma y \times 1$	+14 $\gamma y \times 1$	0.439	156.4
15	D2116-5R	+12 $\gamma y \times 2$	+12 $\gamma y \times 2$	0.327	116.6

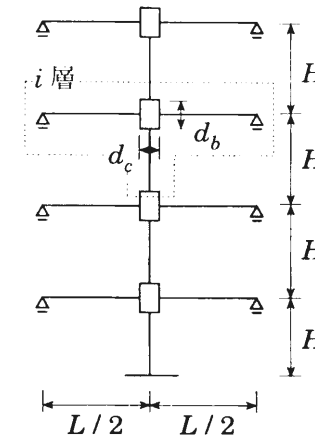


図 5.19 魚骨形モデル

表 5.4 基本パラメータ

階高 H (cm)	400
スパン L (cm)	800
梁フランジ中心間距離 d_b (cm)	60
柱フランジ中心間距離 d_c (cm)	40
各階重量 w_i (ton)	100
一次設計用標準せん断力係数 C_0	0.2
二次設計用標準せん断力係数 C_2	1.0
設計用 D_s 値	0.25
柱及び梁材の降伏応力度 (t/cm^2)	3.3

表 5.5 解析パラメーター

層数	4, 8
パネル梁耐力比 $_{pb}R_p^*$	0.5 ~ 1.5 (0.1刻み)
柱・梁・パネルの弾性変形比 ${}_c\gamma_i : {}_b\gamma_i : {}_p\gamma_i$	1/3 : 1/3 : 1/3 3/9 : 4/9 : 2/9
左右の梁の剛比 ${}_b k_L : {}_b k_R$ ただし、 ${}_b k_L + {}_b k_R = 1$	0.50 : 0.50 ~ 0.70 : 0.30 (0.05刻み)
左右の梁の全塑性耐力比 ${}_b M_{pL} : {}_b M_{pR}$	1 : 1, 1 : 1.5, 1 : 2

5.4 パネル梁耐力比が部材の累積塑性回転角に与える影響

前節では、既往の研究よりパネルまたは梁に要求される累積塑性回転角（または累積塑性変形倍率）の最大値を予測した。これは、梁またはパネルが先行降伏する節点で、梁・パネルのどちらか一つのみの塑性変形した場合の要求値に相当する。一方、5.1 節でも述べたようにパネル梁耐力比によっては梁とパネルが共に塑性変形するため、それぞれに要求される変形性能を低減できる可能性がある。本節では、パネル梁耐力比を主パラメータとした解析を行い、梁・パネルに要求されるエネルギー吸収性能に与える影響について考察する。

5.4.1 解析骨組

解析骨組は図 5.19 に示すパネルを考慮した魚骨形骨組とする。魚骨形骨組の基本パラメータは表 5.4 に、解析パラメーターは層数、パネル梁耐力比、柱・梁・パネルの弾性変形比・左右の梁の剛比・左右の梁の全塑性耐力比とし、これを表 5.3 に示す。ここで、表中にハッチがかかっている値は各層一定となることを表している。表中の柱・梁・パネルの弾性変形比とは 2.4 節で述べた架構の弾性変形成分の比であり、3/9 : 4/9 : 2/9 は 2.4 節の結果から得られた平均的な数値を想定したものである。また比較として、柱・梁・パネルの弾性変形が同じになる場合についても考える。これらのパラメータから骨組を設計する際、保有水平耐力・弾性剛性は等しくなるようにする。また、柱・梁のモデルには一般化硬化ヒンジを用い、歪硬化係数 0.02 の bi-linear 形の復元力特性を仮定する。パネルのせん断力-せん断変形角関係は移動硬化型の Bi-linear 型（歪硬化係数 0.02）とする。各部の弾性剛性・全塑性耐力を決定すれば、解析モデルを特定することができる。以下ではこれらの諸量を導く。

i) 弾性剛性の算定

i 層の一次設計用層せん断力 Q_{ai} は次式で与えられる。

$$Q_{ai} = C_0 R_t W_T \sqrt{\alpha_i} \quad (5.30)$$

ここで R_t は告示による振動特性係数であり、 R_t の算出に用いる一次固有周期は固有値解析により算出する。また、 α_i は i 層より上部の重量と全重量 W_T の比である。弾性剛性は(5.1)式により得られる一次設計用せん断力 Q_{ai} 作用時の各層の層間変形角 R_i が 1/200 になるものとして算定する。柱・梁・パネルの弾性変形比を ${}_c\gamma_i : {}_b\gamma_i : {}_p\gamma_i$ とすると、柱・梁・パネルによる弾性層間変形各成分 ${}_cR_i : {}_bR_i : {}_pR_i$ は次式で得られる。

$${}_bR_i = {}_b\gamma_i R_i, \quad {}_cR_i = {}_c\gamma_i R_i, \quad {}_pR_i = {}_p\gamma_i R_i \quad (5.31)$$

$$\text{ただし、} \quad {}_c\gamma_i + {}_b\gamma_i + {}_p\gamma_i = 1 \quad (5.32)$$

柱・梁・パネルの層間変形角成分は次式で得られる。

$${}_cR_i = \frac{2 Q_{ai}}{3 E I_c H} \left(\frac{H}{2} - \frac{d_b}{2} \right)^3 \quad (5.33)$$

$${}_bR_i = \frac{Q_{ai} + Q_{ai+1}}{3 E I_b H} \left(\frac{H}{L} \right)^2 \left(\frac{L}{2} - \frac{d_c}{2} \right)^3 \quad (5.34)$$

$${}_pR_i = \frac{Q_{ai} + Q_{ai+1}}{2 G A_p d_b} \left(1 - \frac{d_b}{H} - \frac{d_c}{L} \right)^2 H \quad (5.35)$$

(5.33)~(5.35)式よりそれぞれ柱の断面 2 次モーメント I_c 、梁の断面 2 次モーメント I_b 、パネルのウェーブ断面積 A_p が算定できる。

$$I_c = \frac{2 Q_{ai}}{3 E {}_cR_i H} \left(\frac{H}{2} - \frac{d_b}{2} \right)^3 \quad (5.36)$$

$$I_b = \frac{Q_{ai} + Q_{ai+1}}{3 E_b R_i H} \left(\frac{H}{L} \right)^2 \left(\frac{L}{2} - \frac{d_c}{2} \right)^3 \quad (5.37)$$

$$A_p = \frac{Q_{ai} + Q_{ai+1}}{2 G_p R_i d_b} \left(1 - \frac{d_b}{H} - \frac{d_c}{L} \right)^2 H \quad (5.38)$$

さらに、各節点における左右の梁の剛比 ${}_b k_L \cdot {}_b k_R$ （ただし、 ${}_b k_L + {}_b k_R = 1$ ）を変化させる場合は梁の断面二次モーメントを以下の式により算定する。

$$I_{bL} = 2 {}_b k_L I_b, \quad I_{bR} = 2 {}_b k_R I_b \quad (5.39)$$

II) 耐力の算定

次に、各床レベルでのフロアモーメント M_i は次式で算定することができる。

$$M_i = \text{Min.} \left[({}_c M_{pi}^* + {}_c M_{pi+1}^*), ({}_b M_{pLi}^* + {}_b M_{pRi}^*), {}_p M_{pi}^* \right] \quad (5.40)$$

ただし、(5.40) 式中の節点塑性モーメント ${}_c M_p^*, {}_b M_p^*, {}_p M_p^*$ は(2.52)～(2.54) 式より次式で表される。

$${}_c M_p^* = \frac{1}{1 - \frac{d_b}{H}} {}_c M_p, \quad {}_b M_p^* = \frac{1}{1 - \frac{d_c}{L}} {}_b M_p \quad (5.41), (5.42)$$

$${}_p M_p^* = \frac{1}{1 - \left(\frac{d_c}{L} + \frac{d_b}{H} \right)} {}_p M_p \quad (5.43)$$

また柱の反曲点が柱中央に有ると仮定すると、二次設計用層せん断力よりフロアモーメントは次式で得られる。

$$M_i = \frac{(Q_{ui} + Q_{ui+1}) H}{2} \quad (5.44)$$

$$\text{ただし、} Q_{ui} = C_2 D_S R_i W_T \sqrt{\alpha_i} \quad (5.45)$$

設定された部材間耐力比より最初に全塑性値に達する部位はわかるので、(5.40)～(5.45) 式および各層のパネル梁耐力比 ${}_p R_p^*$ ($= {}_p M_p^* / \Sigma {}_b M_p^*$)、柱耐力比 ${}_c R_p^*$ (柱と Min. [梁、パネル]の耐力比)、左右の梁の全塑性耐力比を用いれば、各部の全塑性値を算定することができる。また、全体崩壊型骨組を対象とするため、柱耐力比 ${}_c R_p^*$ を各層 2.0 とし、柱が塑性化しないように設計している。

5.4.2 解析方法

地震応答解析条件を以下に述べる。鉛直荷重については梁上の重量 w_i を各層 100tf とし、これを集中荷重に置き換えて各節点に載荷する。数値積分には、Newmark β 法 ($\beta=1/4$) を用い、時間刻みは 0.01 秒とする。粘性減衰は剛性比例型とし、1 次の減衰定数を 0.02 とする。解析プログラムには、幾何学的非線形性が考慮された CLAP.f⁵⁻¹³⁾を用いる。

応答解析に用いる入力地震波は、El Centro NS, Taft EW, NTTB3 NS の 3 種類であり、その最大加速度・最大速度・継続時間を表 5.6 に示す。この最大加速度・最大速度は、解析骨組の損傷に寄与する地震入力エネルギー E_{dm} の速度換算値 $V_{dm} (= \sqrt{2 g E_{dm} / W_T})$ が 150 cm/s となるよう繰返し計算によって設定したものである。

表 5.6 入力地震動一覧

入力地震波	原波最大加速度 (cm/sec ²)	最大加速度 (cm/sec ²)		最大速度 (cm/sec)		継続時間 (sec)
		4層モデル	8層モデル	4層モデル	8層モデル	
NTTB3 NS	331	242～258	352～365	65.0～69.4	94.6～98.1	20
El Centro NS	341	595～602	695～713	58.2～58.9	68.0～69.8	30
Taft EW	176	628～643	666～701	63.2～64.7	67.0～70.5	30

5.4.3 解析結果及び考察

1) 最大層間変形角及び累積塑性回転角の高さ方向分布

図 5.20 に正側及び負側の層間変形角応答の各層における最大値 $R_{\max i}$ の高さ方向分布を示す。また、図 5.21 に各節点における累積塑性回転角 $\Sigma_N \theta_p$ の高さ方向分布を示す。ただし、各節点における累積塑性回転角 $\Sigma_N \theta_p$ は、その節点に接続する「柱の累積塑性回転角の平均値」、「梁の累積塑性回転角の平均値」、「パネルの累積塑性回転角」の総和として定義する。図 5.20 は 4, 8 層骨組を、図 5.21 には 8 層骨組でそれぞれ柱・梁・パネルの弾性変形の異なる場合について示している。図からわかるように、弾性剛性・保有水平耐力を一定とし、パネル梁耐力比 ${}_p R_p^*$ ・左右の梁の剛比 ${}_b k_L \cdot {}_b k_R$ ・各部材の弾性変形比を変化させても、これらの応答値については大きな差は認められなかった。図示したものは入力地震波が NTTB3 NS の場合の数例であるが、他の解析結果からも同様のことが言える。

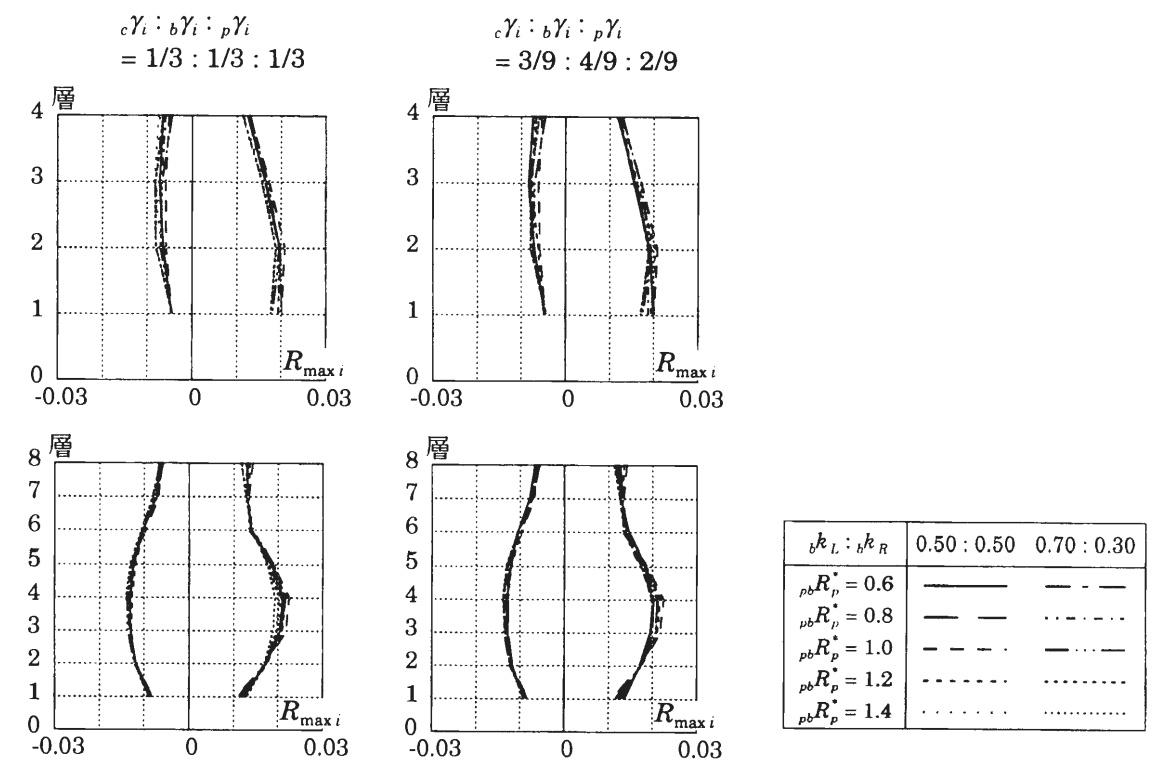


図 5.20 最大層間変形角 (4・8 層・NTTB3 NS)

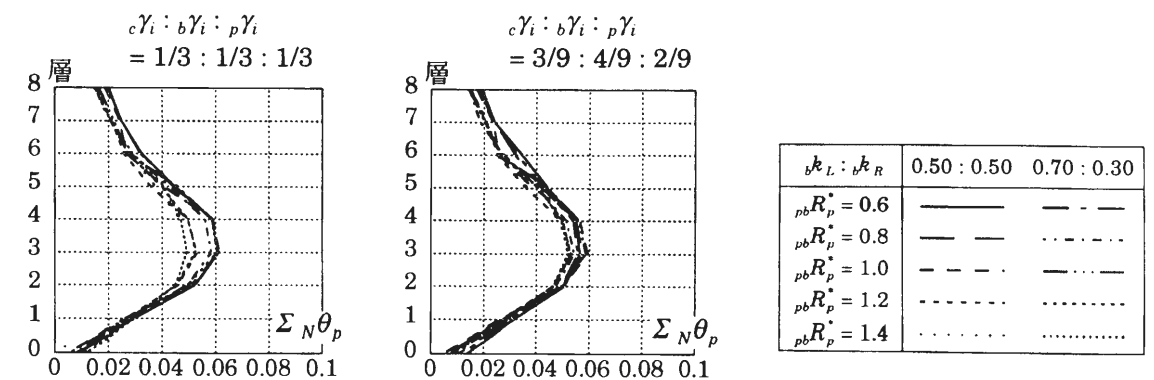


図 5.21 累積塑性回転角高さ方向分布 (8 層・NTTB3 NS)

2) 各部材の累積塑性回転角

各部材ごとの累積塑性回転角については、パネル梁耐力比 $_{pb}R_p^*$ 、左右の梁の剛比 $_{bL}k_L \cdot _{bR}k_R$ 、左右の梁の耐力比の値によって大きな違いが見られる。図 5.22 に左の梁・右の梁・パネルにおける累積塑性回転角 $\Sigma _{bL}\theta_{pL}$ 、 $\Sigma _{bR}\theta_{pR}$ 、 $\Sigma _p\theta_p$ の高さ方向分布を示す。なお、柱は最下層の柱脚をのぞいて塑性化しないので、図では省略した。図より、パネル梁耐力比 $_{pb}R_p^*$ が大きくなるほど、梁は早期に降伏するので梁の累積塑性回転角は大きくなり、その分パネルは小さくなる。また、左右の梁の剛比 $_{bL}k_L \cdot _{bR}k_R$ の差が大きいほど、剛性が高い梁の累積塑性回転角は大きくなり、その分パネル及び剛性の小さな梁は小さくなる。一方、梁が全く塑性化しない場合及びパネルが全く塑性化しない場合については、パネル梁耐力比 $_{pb}R_p^*$ 及び左右の梁の剛比 $_{bL}k_L \cdot _{bR}k_R$ が変化しても得られる累積塑性回転角に影響はない。図示していない他の解析結果からも以上のような傾向は見られる。また、左右の梁の全塑性耐力比が変化する場合も、左右の梁の剛比が変化する場合と同様の傾向がみられる。

図 5.23 には本解析より得られたパネルの累積塑性回転角 $\Sigma _p\theta_p$ を累積塑性変形倍率 $_{p}\eta$ の形で示している。横軸にはパネル梁耐力比をとる。累積塑性変形倍率 $_{p}\eta$ はパネルの累積塑性回転角 $\Sigma _p\theta_p$ を全塑性パネルモーメント時の弾性せん断変形角で除した値である。得られた最大値は 35 程度であり、これはパネル梁耐力比が 0.6 以下のパネルで耐力が決まる骨組で得られたものである。この場合、パネルの降伏によって層の耐力が決まることから、5.3.2 節で述べた等価一質点系によるパネルの累積塑性回転角の推定方法の $\psi = 1$ (図 5.14 参照) の場合に相当する。得られる予測値は累積塑性変形倍率で 34 程度となり本解析と良く対応することがわかる。

3) パネルの累積塑性回転角分担率

次にパネルの累積塑性回転角分担率について示す。ただし、累積塑性回転角分担率は各節点のパネルの累積塑性回転角 $\Sigma _p\theta_p$ をそれぞれ各節点の累積塑性回転角和 $\Sigma _N\theta_p$ (5.4.3 (1) で定義) で除したものである。本解析では、柱は塑性化しないのでパネルの残りは梁が回転する。図 5.24 にパネル梁耐力比 $_{pb}R_p^*$ —パネルの累積塑性回転角分担率 $\Sigma _p\theta_p / \Sigma _N\theta_p$ 関係図を示す。図 5.24 は入力地震波が NTTB3 NS の場合であるが、他のパラメーターの場合についても同様の傾向を示す。図中のプロットは各節点毎の累積塑性回転角分担率を示す。たとえば 8 層の骨組の場合には 8 点がプロットされる。図中の線は左右の梁の剛比が同じである解析結果の平均値を示している。柱・梁・パネルの弾性変形比が 1/3 : 1/3 : 1/3 の場合、 $_{pb}R_p^* = 1.0$ で $\Sigma _p\theta_p / \Sigma _N\theta_p$ は 50% 程度となり、 $_{pb}R_p^*$ が大きくなるほど $\Sigma _p\theta_p / \Sigma _N\theta_p$ は小さくなり、 $_{pb}R_p^*$ が小さくなるほど $\Sigma _p\theta_p / \Sigma _N\theta_p$ は大きくなる。本解析結果では、パネル梁耐力比 $_{pb}R_p^*$ が約 0.6 以下で梁は損傷せず、パネル梁耐力比 $_{pb}R_p^*$ が約 1.4 以上でパネルは損傷していない。また、およそ $0.6 \leq _{pb}R_p^* \leq 1.3$ の範囲で左右の梁の剛比の差が大きくなるほど、梁が早期に降伏し、パネルの累積塑性回転角分担率 $\Sigma _p\theta_p / \Sigma _N\theta_p$ は小さくなっている。一方、柱・梁・パネルの弾性変形比が 3/9 : 4/9 : 2/3 の場合、パネル梁耐力比が 1.0 以上の範囲では 1/3 : 1/3 : 1/3 と比較してパネルの分担率が小さくなり、パネル梁耐力比が 1.2 以上でパネルは損傷していない。

図 5.25 には左右の梁の耐力が異なる場合のパネル梁耐力比 $_{pb}R_p^*$ —パネルの累積塑性回転角分担率 $\Sigma _p\theta_p / \Sigma _N\theta_p$ 関係図を示す。左右の梁の剛比が異なる場合とはほぼ同様の傾向を示す。

本解析の結果から梁に要求される累積塑性回転角について考察する。累積塑性回転角に一番大きな影響を及ぼすパラメータはパネル梁耐力比である。その他の左右の梁の剛比耐力比も累積塑性回転角に影響を及ぼすが、パネル梁耐力比が累積塑性回転角に及ぼす影響と比較すれば、その影響は小さい。一般に、

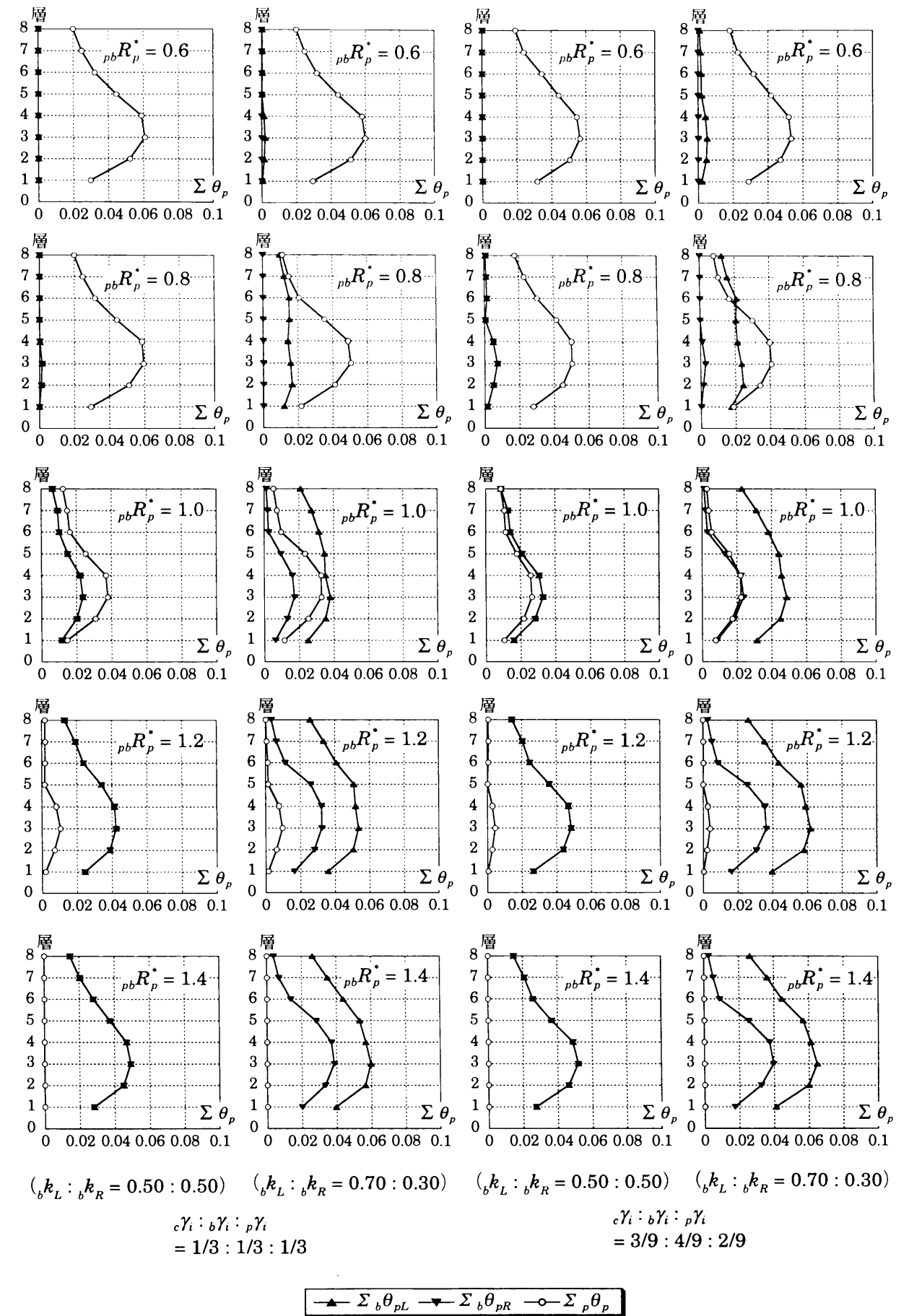


図 5.22 累積塑性回転角 (8 層・NTTB3 NS)

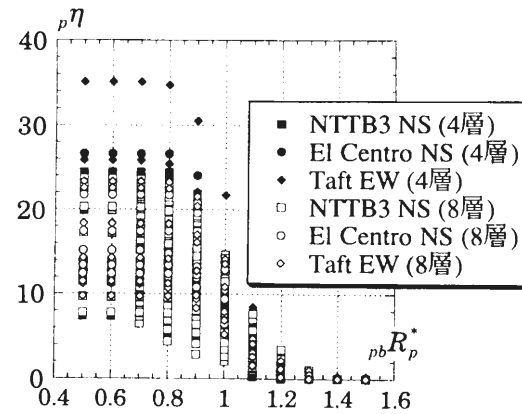


図 5.23 パネルの累積塑性変形倍率

$b k_L : b k_R$	0.50 : 0.50	0.60 : 0.40	0.70 : 0.30
$\Sigma_p \theta_p / \Sigma_N \theta_p$	◆	○	■
Ave. ($\Sigma_p \theta_p / \Sigma_N \theta_p$)	—	---	- - -

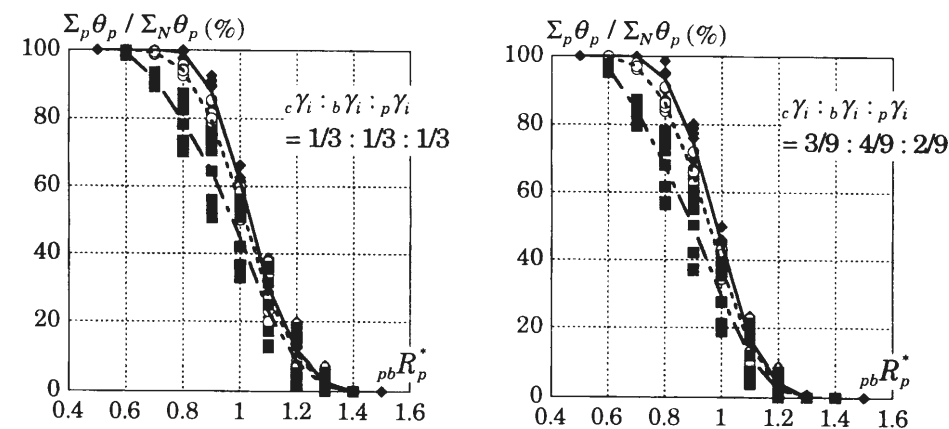


図 5.24 累積塑性回転角分担率（左右の梁の剛比が異なる場合）

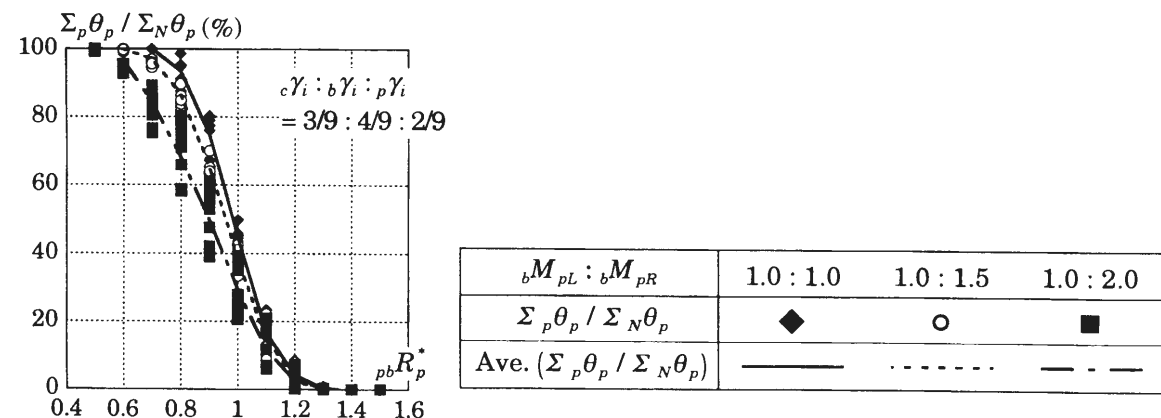


図 5.25 累積塑性回転角分担率（左右の梁の全塑性耐力が異なる場合）

梁とパネルを比較すれば大きな変形性能を有しているのはパネルである。したがって梁に多く分担させるように設計する方が構造物の安全性を高める結果となる。本節の左右の梁の剛比・全塑性耐力をパラメータとした解析結果からはパネル梁耐力比が1以上では梁のみで、0.5以下ではパネルのみが塑性変形し、パネル梁耐力比が0.5～1.0の間はほぼ線形に変化するものと考えればよい。しかしながら、パネルと梁に用いられる鋼材の降伏応力度のばらつき、降伏比もパネルと梁の累積塑性回転角の分担率に影響し、本節の解析だけでは未だ不十分である。さらなる解析的な検討が必要である。また、パネルが梁よりも先に降伏する場合、パネルの塑性化の影響により梁の変形性能が小さくなる可能性があるとの報告⁵⁻¹⁶⁾もあり、実験による検討もあわせて行う必要がある。

5.5 結

本章では、パネルを考慮した地震応答解析に用いるためのパネルの弾塑性応答解析モデルを提案した。この解析モデルは、3, 4章のパネル実験で確認された繰返しに伴う耐力上昇を表現し、変動軸力にも対応できるモデルであり、実験結果とも良く対応した。次に、このモデルを用いたパネルを考慮した鋼構造骨組の応答解析と等価1質点系による骨組の地震応答の推測を行った既往の研究から、パネルに要求される変形性能について言及するとともに、第3章の十字形骨組載荷実験との比較を行った。以下に得られた結果を列記する。

- 1) 設計時にパネルを無視し、パネル断面は下の階の柱断面と同一とした骨組では、梁よりもパネルが先行降伏する節点が多くみられた。
- 2) 1)の骨組の応答解析結果から得られたパネルの累積塑性変形倍率の最大値は17程度である。
- 3) 等価1質点系から予測されるパネルの必要累積塑性変形倍率の最大値は90程度である。
- 4) 3章の十字形骨組載荷実験より得られたパネルの累積塑性変形倍率は、幅厚比42の試験体を除き、すべて、3)の必要累積塑性変形倍率を上回った。

また、架構の弾性剛性・保有水平耐力を一定とし、パネル梁耐力比を主パラメータとした魚骨形骨組の地震応答解析を行い、パネルと梁の累積塑性回転角にいかの影響するかを検討した。以下に得られた結果を列記する。

- 5) 弾性剛性・保有水平耐力を一定とすれば、パネル梁耐力比 $p_b R_p^*$ ・左右の梁の剛比 $b k_L : b k_R$ ・左右の梁の全塑性耐力比・各部材の弾性変形比を変化させても、最大層間変形角応答に大きな差は認められなかった。
- 6) 本解析より得られたパネルの累積塑性変形倍率の最大値は35程度であり、これは等価1質点系から予測されるパネルの必要累積塑性変形倍率の最大値とよく対応した。
- 7) パネル梁耐力比 $p_b R_p^*$ が小さい程、パネルの累積塑性回転角は大きく、梁の累積塑性回転角は小さくなった。
- 8) パネル梁耐力比 $p_b R_p^*$ がおおよそ $p_b R_p^* \leq 0.6$ の範囲で梁は損傷しなくなり、おおよそ $p_b R_p^* \geq 1.3$ の範囲でパネルは損傷しなくなった。

第 6 章 パネルの影響を考慮した鋼構造骨組の耐震設計法

6.1 序

本章では前章までの議論を基に、以下の 3 点についてパネルを考慮した場合の鋼構造骨組の耐震設計法について提案を提案する。

- 1) 許容応力度設計
- 2) 保有水平耐力の確認
- 3) 一次設計用荷重作用時の層間変形角の確認

本章では、上記の検討事項について示すとともに、要求値と比較される骨組の応力・保有水平耐力の算定方法を示す。ここでは、これらの値を算定するために使用する計算ツールとして以下の 3 つを想定する。

- (A) パネル（大きさ・耐力・変形）を考慮できる弾塑性解析プログラム
- (B) パネルを考慮できない線材骨組モデルの弾塑性解析プログラム
- (C) 表計算・手計算

(A) は文献 6-1) の CLUB, CLAP のようなパネルの大きさ・変形・耐力を考慮できる複合非線形弾塑性解析プログラムである。(A) のツールを使えば、上記の方法の中では最も直接的に精度の高い解を得ることができる。(B) は柱・梁部材のみで構成される線材骨組モデルを弾塑性解析することができるプログラムである。パネルの耐力を考慮できたり、パネルを剛域として取り扱う（パネルの大きさを考慮する）ことができるプログラムもあるが、ここでは、パネルの大きさ・耐力・変形のいずれも考慮できない弾塑性解析プログラムとして取り扱う。(C) は手計算や表計算によって行われる計算であり、弾性解析では固定モーメント法、保有水平耐力の算定では節点振り分け法やフロアモーメント分配法^{6.2)}、層間変形角の算定では D 値法などが例としてあげられる。これらの使用計算ツールに応じて、パネルを考慮した解析をする方法について述べる。

6.5 節では 45° 方向から入力される地震荷重に対する検討方法について述べる。地震荷重の入力が構面方向に限らないこと、直交する 2 構面がともに剛接合されている一般的な鋼構造骨組では柱・パネルに両構面の梁に作用するモーメントが同時に作用すること、柱・パネルに良く用いられている角形鋼管の断面諸量には方向性があることから、構面方向以外の方向からの入力に対する検討も必要である。

6.2 パネルの全塑性耐力と降伏耐力

文献6-3)では、3章での角形鋼管・円形鋼管の検討結果に加えて H 形断面に対する耐力評価式も提案されている。3章で述べたパネルの全塑性せん断耐力 Q_p を次式でパネルモーメントに変換した全塑性パネルモーメント ${}_pM_p$ を表 6.1 に示す。

$${}_pM_p = Q_p \cdot d_b \quad (6.1)$$

ただし、 d_b はパネルせい（梁のフランジ中心間寸法）を表す。 ${}_pM_p$ は曲げモーメントを受ける部材の全塑性モーメントに対応する指標で、パネル全体が一様に降伏せん断応力度に達した状態を想定している。なお、表中に使われている記号は以下のように定義される（図 6.1 参照）。

- d_c : パネルフランジ中心間寸法、 $D_c - t_p$
- D_c : パネルの角形鋼管・円形鋼管の鋼管径、H 形断面のせい
- t_p : パネルの角形鋼管・円形鋼管の板厚、H 形断面のウェブ厚
- t_f : パネルの H 形断面のフランジ板厚
- d_b : パネルせい（梁フランジ中心間寸法）
- r_m : パネルの角形鋼管の角部の板厚中心曲率半径（公称値）
- A_p : $A/2$ （角形鋼管・円形鋼管の場合）、 $d_c t_p$ （H 形断面の場合）
- A : パネルの全断面積（鋼管径・角部の寸法は公称値、鋼管厚は実測値で算定）
- n : パネルの軸力比
- F_y : パネルに使用した鋼材の短期許容引張応力度

曲げ材の降伏モーメントに相当するパネルの降伏パネルモーメント ${}_pM_y$ は、曲げ材の形状係数に相当する係数 κ でパネルの全塑性パネルモーメント ${}_pM_p$ を除して表す。

$${}_pM_y = \frac{{}_pM_p}{\kappa} \quad (6.2)$$

表 6.1 全塑性パネルモーメント ${}_pM_p$ 評価式(文献6-3)より)

断面形状	全塑性パネルモーメント ${}_pM_p$	n	V_e	実験範囲
H 形断面	${}_pM_p = V_e \frac{F_y}{\sqrt{3}}$ ${}_pM_p = V_e \frac{F_y}{\sqrt{3}} \sqrt{1 - \left\{ (n-1) \frac{A_p}{A} + 1 \right\}^2}$	$n \leq 1 - \frac{A_p}{A}$ $1 - \frac{A_p}{A} < n \leq 1$	$V_e = d_c d_b t_p$	$11 \leq d_c/t_p \leq 50$ $0.6 \leq t_f/t_p \leq 1.8$ $0.7 \leq d_b/d_c \leq 1.7$ $0 \leq n \leq 0.7$
角形鋼管 0° 方向	${}_pM_p = V_e \frac{F_y}{\sqrt{3}}$ ${}_pM_p = V_e \frac{F_y}{\sqrt{3}} 2\sqrt{n(1-n)}$	$n \leq 0.5$ $0.5 < n \leq 1$	$V_e = 2 d_c d_b t_p$	$10 \leq d_c/t_p \leq 42$ $1.0 \leq d_b/d_c \leq 1.6$ $0 \leq n \leq 0.6$
角形鋼管 45° 方向	${}_pM_p = V_e \frac{F_y}{\sqrt{3}} \sqrt{1-n^2}$		$V_e = 2 \{ \sqrt{2} d_c - 2 r_m (\sqrt{2} - 1) \} d_b t_p$	$10 \leq d_c/t_p \leq 42$ $1.0 \leq d_b/d_c \leq 1.6$ $0 \leq n \leq 0.6$
円形鋼管	${}_pM_p = V_e \frac{F_y}{\sqrt{3}} \sqrt{1-n^2}$		$V_e = 2 d_c d_b t_p$	$21 \leq d_c/t_p \leq 42$ $1.2 \leq d_b/d_c \leq 1.6$ $0 \leq n \leq 0.5$

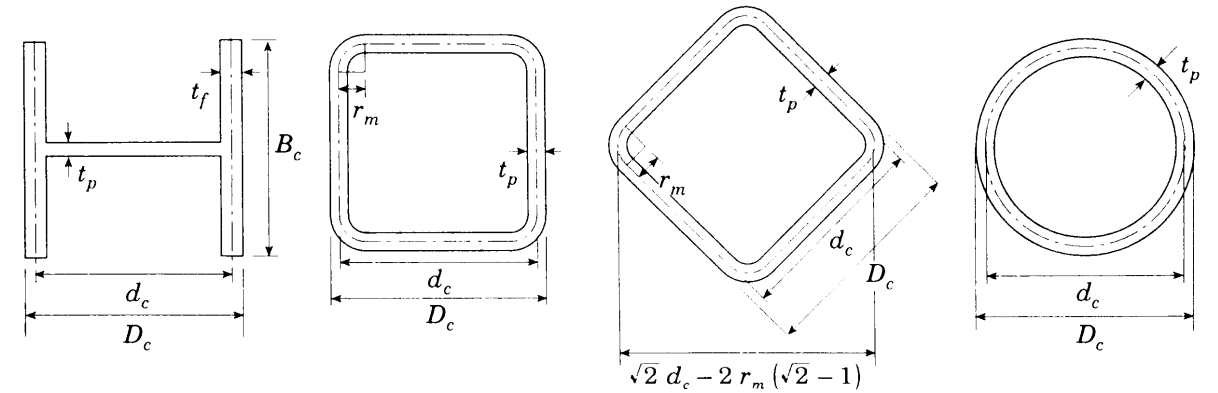


図 6.1 パネルの断面形状

ただし、 κ は平面保持の仮定に基づいた弾性せん断応力度分布から得られた計算された最大せん断応力度と平均せん断応力度の比であり、次式で得られる。

$$\kappa = \frac{3}{2} \left(1 + \frac{t_f}{D_c} \right) \frac{2 t_f / D_c + t_p / B_c}{3 t_p / D_c + t_p / B_c} \quad (\text{H 形断面}) \quad (6.3)$$

$$\kappa = 9/8 \div 1.125 \quad (\text{角形鋼管 } 0^\circ \text{ 方向}) \quad (6.4)$$

$$\kappa = 3/2 = 1.5 \quad (\text{角形鋼管 } 45^\circ \text{ 方向}) \quad (6.5)$$

$$\kappa = 4/\pi \div 1.273 \quad (\text{円形鋼管}) \quad (6.6)$$

なお、H 形断面の式に広幅系・中幅系の H 形鋼を例として用いると $\kappa = 1.152 \sim 1.274$ となり、平均は 1.181 となる。

6.3 一次設計

6.3.1 一次設計における検討事項

一次設計荷重に対するパネルの検討は、次式で行う。

$${}_pM / {}_pM_y \leq 1.0 \quad (6.7)$$

ただし、 ${}_pM_y$ はパネルの降伏せん断耐力時のパネルモーメント、 ${}_pM$ は一次設計荷重作用時のパネルモーメントである。一次設計荷重作用時にパネルに作用するパネルモーメント ${}_pM$ は次項で示す方法で算定する。また、柱・梁についてもそれぞれ柱端・梁端のモーメントと短期許容曲げモーメントと比較して検討する。

6.3.2 柱・梁のフェイスモーメントとパネルモーメントの算定法

パネルと柱・梁に作用する力を図 6.2 に示す。図 6.2 に示すパネル周辺の応力は図 6.3 に示す柱・梁のフランジ中心線上にある O_{cu} , O_{cl} , O_{bl} , O_{br} 点における値を表す。以下では、図 6.3 中の柱・梁の中心線の交点 O を節点と呼ぶ。また、 O_{cu} , O_{cl} 点でのモーメントを柱のフェイスモーメント、 O_{bl} , O_{br} 点でのモーメントを梁のフェイスモーメントと呼ぶ。

設計用荷重作用時の柱・梁のフェイスモーメント ${}_cM$ ・ ${}_bM$ 、パネルモーメント ${}_pM$ は、6.1 節で述べた使用計算ツールに応じて以下の(i), (ii) の二通りの方法で算定できる。

(i) パネルの大きさを考慮した解析で柱・梁のフェイスモーメントを算定できる場合

パネルに作用するパネルモーメント ${}_pM$ は (2.16), (2.18) 式より次式を用いて算出する。

$${}_pM = {}_bM_L + {}_bM_R - ({}_cQ_U + {}_cQ_L) \frac{d_b}{2} \quad (6.8)$$

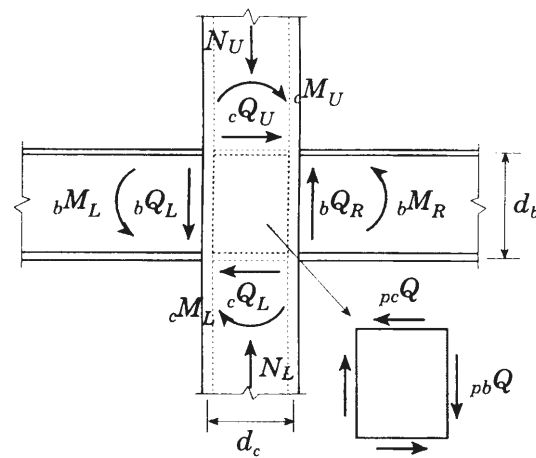


図 6.2 パネル・柱・梁の作用応力

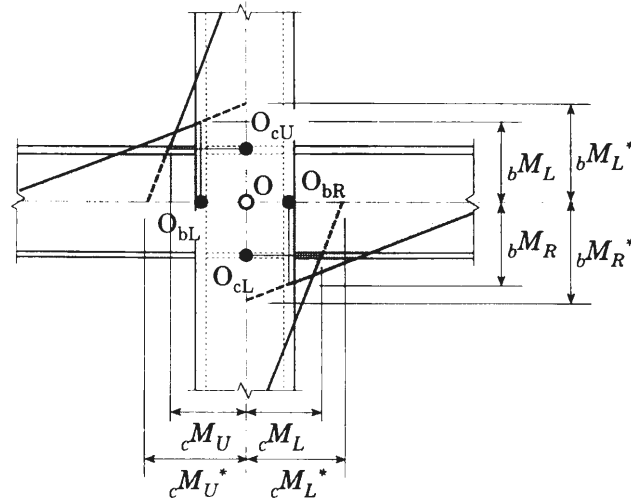


図 6.3 フェイスモーメントと節点モーメント

(ii) パネルの大きさを無視して解析する場合

パネルの大きさを無視した解析より得られる各節点の上下柱端・左右梁端モーメントは、パネルを考慮した場合の柱・梁の節点モーメント cM^* ・ bM^* (2.2 節参照) に相当する。したがって、柱・梁のフェイスモーメント cM ・ bM ・パネルモーメント pM は (2.21)～(2.26) 式より次式で表される。

$$cM_U = cM_U^* - \frac{cQ_U d_b}{2}, \quad cM_L = cM_L^* - \frac{cQ_L d_b}{2} \quad (6.9), (6.10)$$

$$bM_L = bM_L^* - \frac{bQ_L d_c}{2}, \quad bM_R = bM_R^* - \frac{bQ_R d_c}{2} \quad (6.11), (6.12)$$

$$pM = bM_L^* + bM_R^* - (bQ_L + bQ_R) \frac{d_c}{2} - (cQ_U + cQ_L) \frac{d_b}{2} \quad (6.13)$$

6.4 二次設計

6.4.1 二次設計における検討事項

パネルを考慮する場合、二次設計では以下の 2 項目について検討が必要となる。

- ・ 層間変形角の確認
- ・ 保有水平耐力の確認

いずれも要求値は文献 6-4) の「建築物の構造規定」に従うものとする。層間変形角の確認では、一次設計用地震力によって生ずる各階の層間変形角をパネルを考慮して計算し、それが 1/200 (構造物の変形によって著しい損傷が生ずるおそれがない場合には 1/120) 以下であることを確認する。ただし、2 章での検討結果より、「柱・パネルが H 形断面でアスペクト比 1.5 以下の場合を除けば、パネルを無視した弾性計算で層間変形角を計算しておけば、パネルを考慮した結果とほぼ同等以上の値を示す」ことがわかった。したがって、2 章で想定したパラメータの範囲では層間変形角の算定時にパネルの変形を考慮できない場合でも、その算定結果で要求値を満たすかどうかを検討すればよい。

また、保有水平耐力の確認でもパネルを考慮して骨組の保有水平耐力を算定し、要求値を満足することを確認する。パネルを考慮した場合の保有水平耐力の算定方法は次項で説明する。

6.4.2 保有水平耐力の算定法

(1) 節点塑性モーメント

保有水平耐力を算定するためには、各節点毎に崩壊機構形成時の塑性化部位 (柱・梁・パネル) を決定する必要がある。2.3 節でも述べたように、塑性化部位を決定するためには各節点において柱・梁・パネルの節点塑性モーメント cM_{pU}^* ・ cM_{pL}^* ・ bM_{pL}^* ・ bM_{pR}^* ・ pM_p^* を算定し、以下の三つの値

$$cM_{pU}^* + cM_{pL}^*, \quad bM_{pL}^* + bM_{pR}^*, \quad pM_p^*$$

を比較して最小値を選択すればよい。柱・梁・パネルの各全塑性モーメントの記号と骨組の寸法を図 6.4 のように表すと、柱・梁・パネルの節点塑性モーメント cM_{pU}^* ・ cM_{pL}^* ・ bM_{pL}^* ・ bM_{pR}^* ・ pM_p^* は柱・梁・パネルの全塑性モーメントを用いて次式で表される。

$$cM_{pU}^* = cM_{pU} + \frac{cQ_U d_b}{2}, \quad cM_{pL}^* = cM_{pL} + \frac{cQ_L d_b}{2} \quad (6.14), (6.15)$$

$$bM_{pL}^* = bM_{pL} + \frac{bQ_L d_c}{2}, \quad bM_{pR}^* = bM_{pR} + \frac{bQ_R d_c}{2} \quad (6.16), (6.17)$$

$$pM_p^* = pM_p + \frac{d_c}{2} (bQ_L + bQ_R) + \frac{d_b}{2} (cQ_U + cQ_L) \quad (6.18)$$

ただし、柱の全塑性モーメント cM_p には崩壊機構形成時の軸力による低減を考慮した全塑性モーメントを用いる。また、式中のせん断力 Q は崩壊機構形成時に作用しているせん断力である。

節点塑性モーメントの算定過程で問題となるのは、「節点塑性モーメント算定式に含まれるせん断力」・「柱の全塑性モーメント cM_{pU} ・ cM_{pL} を算定する際の作用軸力」である。これらは崩壊機構形成時の曲げモーメント分布が決まらなければ算定できないので、真の解を得るためには試行錯誤的な繰返し計算が必要となる。そこで繰返し計算を省くために次の (2)～(4) では柱・梁・パネルそれぞれの節点塑性モーメントの略算式を誘導する。

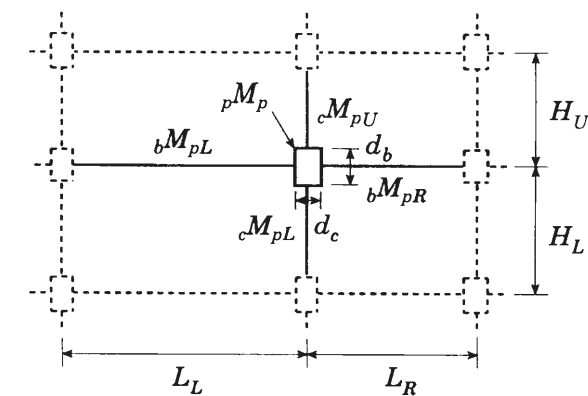


図 6.4 骨組寸法と各部材の全塑性モーメント

(2) 柱の節点塑性モーメント

(6.14), (6.15) 式のせん断力を含む右辺第 2 項は、右辺第 1 項の塑性モーメントと比較して一般に小さな値となる。したがって、機構形成時のせん断力分布を与えるために以下の仮定を導入しても、大きな誤差は生じない。

- ・ 柱の節点塑性モーメント算定時の柱のせん断力を、柱の部材両端がそれぞれ全塑性モーメントに達した時の値で近似する。

柱に継手がある場合、つまり柱の上下端で全塑性モーメントが変わる場合を想定して、図 6.5 のような

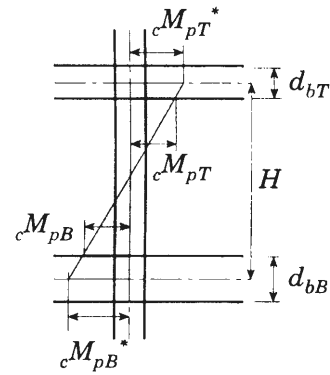


図 6.5 柱の節点塑性モーメント

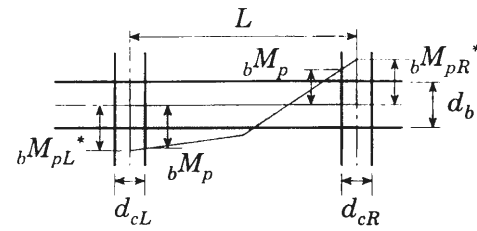


図 6.6 梁の節点塑性モーメント

場合について考える。図は柱の両端が全塑性モーメントに達した時のモーメント分布を表している。このとき、上記の仮定より柱の節点塑性モーメントは次式で得られる。

$$M_{pT}^* = \frac{1 - \frac{1}{2H} \left(d_{bB} - d_{bT} \frac{M_{pB}}{M_{pT}} \right)}{1 - \frac{d_{bT} + d_{bB}}{2H}} M_{pT} \quad (6.19)$$

上式の右辺の分子第2項は第1項と比較してかなり小さい値であるから、以下の近似公式

$$1 - x \approx \frac{1}{1 + x} \quad (6.20)$$

を(6.19)に導入して整理すると次式を得る。

$$M_{pT}^* = \frac{1}{1 - \frac{d_{bT}}{2H} \left(1 + \frac{M_{pB}}{M_{pT}} \right)} M_{pT} \quad (6.21)$$

同様に次式が得られる。

$$M_{pB}^* = \frac{1}{1 - \frac{d_{bB}}{2H} \left(1 + \frac{M_{pT}}{M_{pB}} \right)} M_{pB} \quad (6.22)$$

$M_p = M_{pT} = M_{pB}$ の場合は次式で表される。

$$M_{pT}^* = \frac{1}{1 - \frac{d_{bT}}{H}} M_{pT}, \quad M_{pB}^* = \frac{1}{1 - \frac{d_{bB}}{H}} M_{pB} \quad (6.23), (6.24)$$

上式の M_{pT}^* と M_{pB}^* の差は通常小さく、次式で近似することも可能である。

$$M_p^* = M_{pT}^* = M_{pB}^* = \frac{1}{1 - \frac{d_{bT} + d_{bB}}{2H}} M_p \quad (6.25)$$

$d_{bT} = d_{bB}$ のとき、上式は2章で示した十字形骨組の節点塑性モーメント式(2.52)式と同じになる。なお、(6.22), (6.23)に含まれる柱の全塑性モーメントは機構形成時に柱に作用する軸力を考慮して算定されるものであり、柱軸力の算定法については(5)で後述する。

(3) 梁の節点塑性モーメント

梁も柱と同様に以下の仮定を導入する。

- ・ 梁の節点塑性モーメント算定時の梁のせん断力を、柱の部材両端がそれぞれ全塑性モーメントに達した時の値で近似する。

ただし柱の場合と異なり、梁中間に鉛直荷重が作用し、梁の両端に作用するせん断力が異なる場合がある。この梁中間の鉛直荷重によるせん断力を Q_0 とすると、図 6.6 を参照して梁の左右両端の節点塑性

モーメントが次式で表される。

$$M_{pL}^* = \frac{1}{1 - \frac{d_{cL}}{L}} M_{pL} - Q_0, \quad M_{pR}^* = \frac{1}{1 - \frac{d_{cR}}{L}} M_{pR} + Q_0 \quad (6.26), (6.27)$$

第2項のせん断力の項は、応力仕事の算定過程で相殺される項であるから、これを無視して梁の節点塑性モーメントを次式で近似する。

$$M_{pL}^* = \frac{1}{1 - \frac{d_{cL}}{L}} M_{pL}, \quad M_{pR}^* = \frac{1}{1 - \frac{d_{cR}}{L}} M_{pR} \quad (6.28), (6.29)$$

柱と同様に、両者の平均をとって次式で近似する。

$$M_p^* = M_{pL}^* = M_{pR}^* = \frac{1}{1 - \frac{d_{cL} + d_{cR}}{2L}} M_p \quad (6.30)$$

(3) パネルの節点塑性モーメント

パネルの節点塑性モーメントの近似式は(6.18)式のせん断力の項をどのように仮定するかによる。以下では3つの方法について検討する。

まず、一つ目の方法では以下の仮定を導入する。

- ・ パネルの節点塑性モーメントを算定時のせん断力を、パネルの節点塑性モーメントを上下の柱・左右の梁の節点モーメントとして、それぞれに等分配した時の値で近似する。
- ・ 柱・梁の反曲点をそれぞれ柱・梁の中央とする。

この仮定を導入すると、図 6.4 に示す骨組におけるパネルの節点塑性モーメント M_p^* は次式で表せる。

$$M_p^* = \frac{2}{2 - \left(\frac{d_c}{L_L} + \frac{d_c}{L_R} + \frac{d_b}{H_U} + \frac{d_b}{H_L} \right)} M_p \quad (6.31)$$

上記のパネル節点塑性モーメントの略算式は、中間層中柱節点のパネルに対するものである。図 6.7, 6.8, 6.9 にそれぞれ示す中間層外柱節点、最上層中柱節点、最上層外柱節点でのパネルの節点塑性モーメントの略算式は以下のように表される。

$$\text{(中間層外柱節点)} \quad M_p^* = \frac{2}{2 - \left(\frac{2d_c}{L_L} + \frac{d_b}{H_U} + \frac{d_b}{H_L} \right)} M_p \quad (6.32)$$

$$\text{(最上層中柱節点)} \quad M_p^* = \frac{2}{2 - \left(\frac{d_c}{L_L} + \frac{d_c}{L_R} + \frac{2d_b}{H_L} \right)} M_p \quad (6.33)$$

$$\text{(最上層外柱節点)} \quad M_p^* = \frac{1}{1 - \left(\frac{d_c}{L_L} + \frac{d_b}{H_L} \right)} M_p \quad (6.34)$$

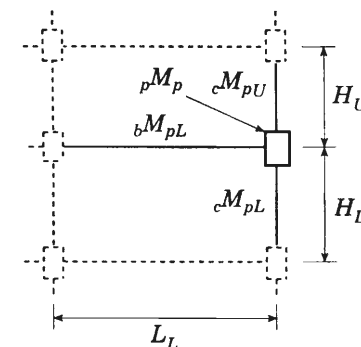


図 6.7 中間層外柱節点周りの骨組寸法

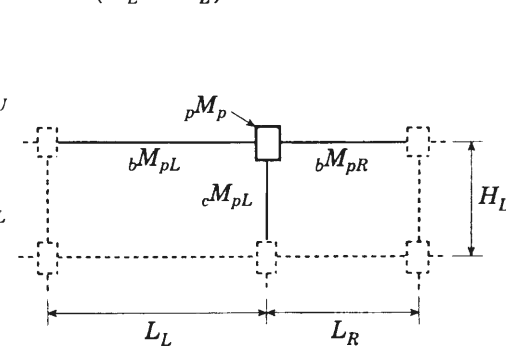


図 6.8 最上層中柱節点周りの骨組寸法

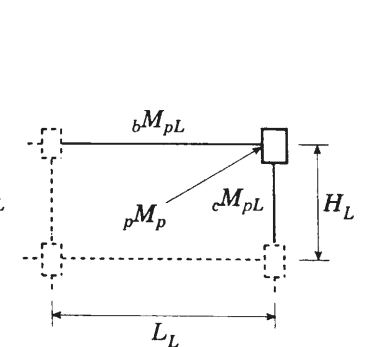


図 6.9 最上層外柱節点周りの骨組寸法

次に機構法を用いてパネルの節点塑性モーメントを算定する。対象は図 6.10 に示す十字形骨組である。図 6.11 にパネル崩壊型を示す。パネルが塑性化し、崩壊機構を形成するためには短い梁の端部も同時に塑性化しなければならない。パネルのせん断変形角 γ と柱の部材回転角 θ の関係は次式で得られる。

$$\left(1 + \frac{1}{\frac{L_L}{2} - \frac{d_c}{2}}\right) \theta = \gamma \quad \rightarrow \quad \gamma = \frac{1}{1 - \frac{d_c}{L_L}} \theta \quad (6.35)$$

梁端回転角 θ_{bR} と柱の部材回転角 θ の関係は次式で得られる。

$$\theta_{bR} = \left(\frac{d_c/L_R}{1 - d_c/L_R} - \frac{d_c/L_L}{1 - d_c/L_L} \right) \theta \quad (6.36)$$

パネルを無視した場合、つまりパネルを節点とし、パネルの節点塑性モーメント ${}_pM_p^*$ で節点が回転する機構と図 6.11 の崩壊型の仕事式を等置すると次式を得る。

$${}_pM_p^* \left(\frac{\gamma d_b}{\frac{H_U}{2} + \frac{H_L}{2}} \right) = {}_pM_p \gamma + {}_bM_{pR} \theta_{bR} \quad (6.37)$$

ただし、 ${}_pM_p^*$ は全塑性パネルモーメント、 ${}_bM_{pR}$ は右の梁の全塑性モーメントである。(6.37) 式に(6.35)、(6.36) 式を代入して整理すると次式を得る。

$${}_pM_p^* = \frac{1}{1 - \frac{d_c}{L_L} - \frac{2d_b}{H_U + H_L}} {}_pM_p + \left(\frac{d_c/L_R}{1 - d_c/L_R} - \frac{d_c/L_L}{1 - d_c/L_L} \right) \frac{1}{1 - \frac{2d_b}{H_U + H_L} - \frac{1}{1 - \frac{d_c}{L_L}}} {}_bM_{pR} \quad (6.38)$$

(6.38) 式のパネルの節点塑性モーメント (図中、 ${}_pM_p^*$ (上界) と表記) に占める、第 2 項の梁の全塑性モーメントに関する項 (図中、 ${}_pM_p^*$ (第 2 項) と表記) の割合を図 6.12 に示す。 $d_c = 60 \text{ cm}$, $L_R = 600 \text{ cm}$, $H_U = H_L = 400 \text{ cm}$, パラメータは d_b/d_c , ${}_bM_{pR}/{}_pM_p$, L_L/L_R とする。 ${}_bM_{pR}/{}_pM_p = 1.0$ という極端な場合でも第 2 項が全体に占める割合は最大 6% 程度であり、第 2 項を無視して計算しても大きな誤差は生じない。また、(6.38) 式で得られるパネルの節点塑性モーメントに対する (6.31) 式の近似式から得られる値 (図中、 ${}_pM_p^*$ (簡略式) と表記) の比を図 6.13 に示す。両者の差は大きくても 3% 程度であり、(6.31) 式でパネルの節点塑性モーメントを近似できる。

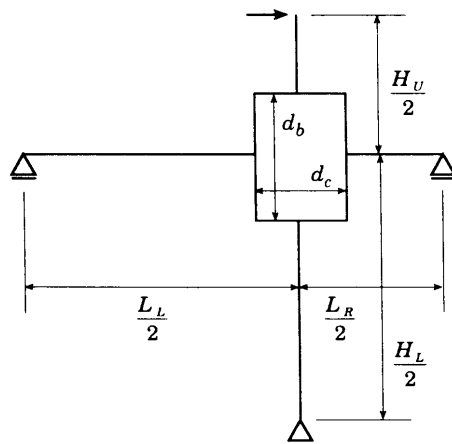


図 6.10 十字形骨組

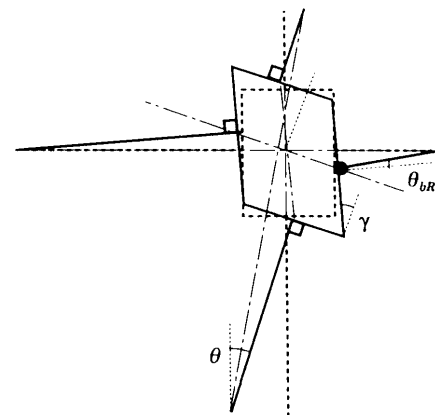


図 6.11 パネル崩壊型

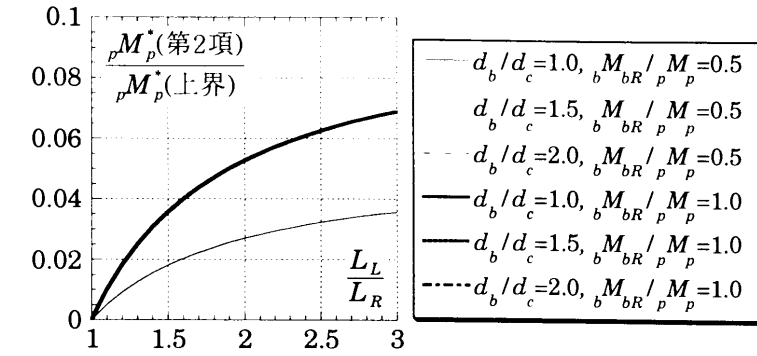


図 6.12 (6.38) 式に占める第 2 項の割合

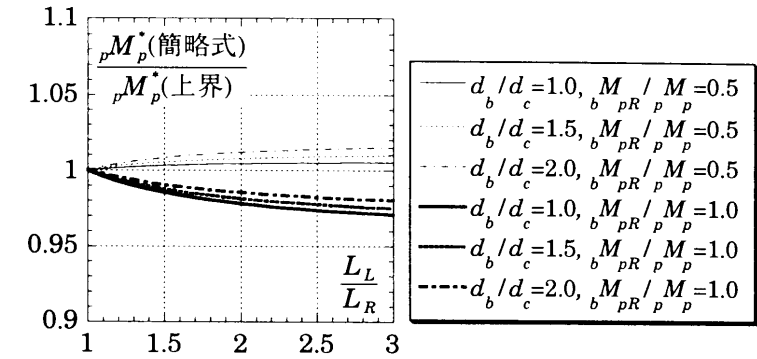


図 6.13 (6.31) 式による値と(6.38) 式による値の比

次に図 6.14 のようにパネルの節点塑性モーメントを柱・梁に分配したと考えると柱・梁のせん断力よりパネルの節点塑性モーメント ${}_pM_p^*$ は次式で表される。

$${}_pM_p^* = {}_pM_p + \frac{d_c}{2} \left(\frac{\alpha {}_pM_p^*}{\frac{L_L}{2}} + \frac{(1-\alpha) {}_pM_p^*}{\frac{L_R}{2}} \right) + \frac{d_b}{2} \left(\frac{\beta {}_pM_p^*}{\frac{H_U}{2}} + \frac{(1-\beta) {}_pM_p^*}{\frac{H_L}{2}} \right) \quad (6.39)$$

整理すると次式を得る。

$${}_pM_p^* = \frac{{}_pM_p}{1 - \frac{d_c}{L_R} \left\{ 1 + \left(\frac{L_R}{L_L} - 1 \right) \alpha \right\} - \frac{d_b}{H_L} \left\{ 1 + \left(\frac{H_L}{H_U} - 1 \right) \beta \right\}} \quad (6.40)$$

(6.40) 式で得られるパネルの節点塑性モーメントの値は真の解の下界を与える。すなわち、 α, β を動かし、最大となったものが真の解である。 $L_L > L_R, H_L > H_U$ であると仮定すると、 α, β を小さくすれば (6.40) 式の ${}_pM_p^*$ は大きくなる。ただし、配分されたパネルの節点塑性モーメントが柱・梁の節点塑性モーメントを超えてはならないので、スパンの長い梁、階高が大きい柱にそれぞれの節点塑性モーメント分のモーメントを配分すればよい。先に示した (6.31) 式による近似式は (6.40) 式で $\alpha = \beta = 1/2$ としたものに相当する。図 6.13 と同様に、両者の比を図 6.15 に示す。両者の差は最大 5% 程度であり、(6.31) 式でパネルの節点塑性モーメントを近似できる。

以上の結果より、本論ではパネルの節点塑性モーメントの近似式として (6.31) 式を用いることとする。

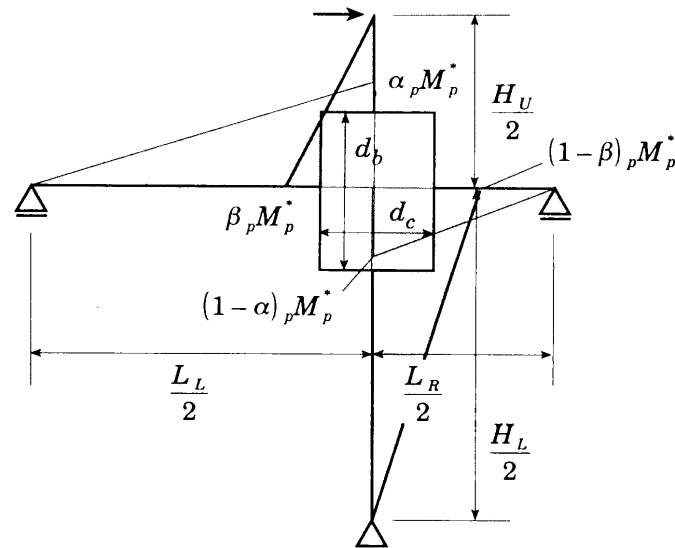


図 6.14 モーメント分布図

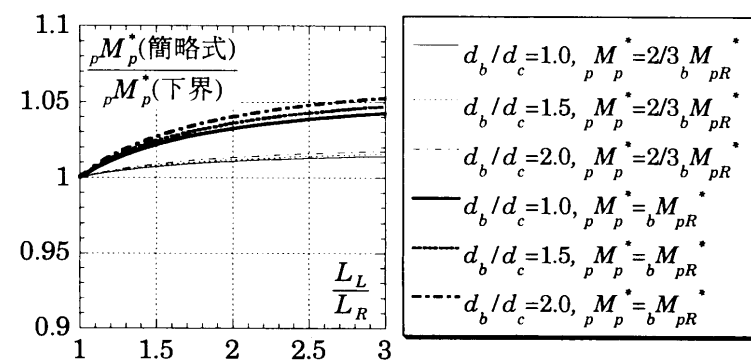


図 6.15 (6.31) 式による値と(6.40) 式による値の比

(5) 柱の全塑性モーメントを算定する際の作用軸力

柱に作用する軸力は「上層からの軸力」・「フロアの長期荷重」・「梁からのせん断力」の和として計算される。ブレースが組み込まれる場合には「ブレースからの付加軸力」がこれらに追加される。崩壊時の柱の軸力は以下の i), ii) の方法で推定することができる。

i) 梁・パネルの節点塑性モーメントを用いて、「梁からのせん断力」を算定する。

- 最上層各節点の梁とパネルの節点塑性モーメント（ともに軸力は作用しない）を算定し、どちらが先に全塑性状態に達するのかを決定する。
- パネルが先に塑性化する場合パネルの節点塑性モーメントを左右の梁の節点モーメントとして等分配する。それぞれの梁端のモーメントより梁のせん断力を算定する。
- 節点下側の柱軸力は (b) の「梁またはパネルが塑性化したときの梁せん断力」と「フロアの長期荷重」の和として算定する。
- この柱軸力を用いて柱の節点塑性モーメントを算定し、柱・梁・パネルの節点塑性モーメントの最小値を選択することで各節点の塑性化部位を決定する。

- 以下の層でも同様に「梁またはパネルが塑性化したときの梁せん断力」を算定する。節点上側の柱とパネルに作用する軸力は「上層からの軸力」、節点下側の柱に作用する軸力は「上層からの軸力」・「梁またはパネルが塑性化したときの梁せん断力」・「フロアの長期荷重」の和として柱の節点塑性モーメントを算定する。

ii) 一次設計時の軸力を用いて、崩壊時の軸力を推定する。

- 長期荷重作用時の軸力と一次設計用地震力作用時の軸力を弾性解析により算定する。
- 二次設計用地震力作用時の軸力を、各層の転倒モーメントが等しくなるように一次設計用地震力作用時の軸力を比例倍して算定する。
- (b) で得られた二次設計用地震力作用時の軸力と長期荷重作用時の軸力の和を崩壊時の軸力と仮定する。

ii) の方法で気をつけなければならないのは、算定された軸力が崩壊機構形成時の軸力ではなく、二次設計用荷重作用時の軸力になることである。通常、二次設計用荷重作用時よりも設計された骨組の崩壊時には大きな応力が作用するから、ii) の方法で推定された軸力は、崩壊時の軸力を過小評価することになる。したがって、ii) (b) で想定する水平力は設計用荷重よりも、崩壊機構形成時の水平力に近い方がよりよい近似を与える。

図 6.16 に示す H 形断面柱と H 形断面梁で構成されるラーメン構造を対象に軸力算定法の相違による影響を検討する。この骨組は文献 6-5) の BR シリーズの角形鋼管柱と同程度の断面諸量を有する広幅 H 形鋼を柱に割り付けたものである。層数は 4 層と 8 層である。図 6.17 には軸力算定法による各柱の軸力の相違を示している。●が増分解析による軸力であり、ここではこれを精解とする。前述した i), ii) の算定法を○, ◇で示す。また、梁せん断力を梁の両端が全塑性モーメントに達していると仮定して算定した結果から得られた軸力を□で示す。この骨組ではパネル梁耐力比が 0.5 程度になっているため、□の結果は増分解析結果と大きく異なる。一方、算定法 i), ii) では、増分解析結果と良い対応を示していることがわかる。

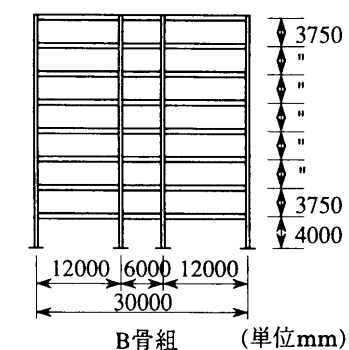


図 6.16 対象骨組

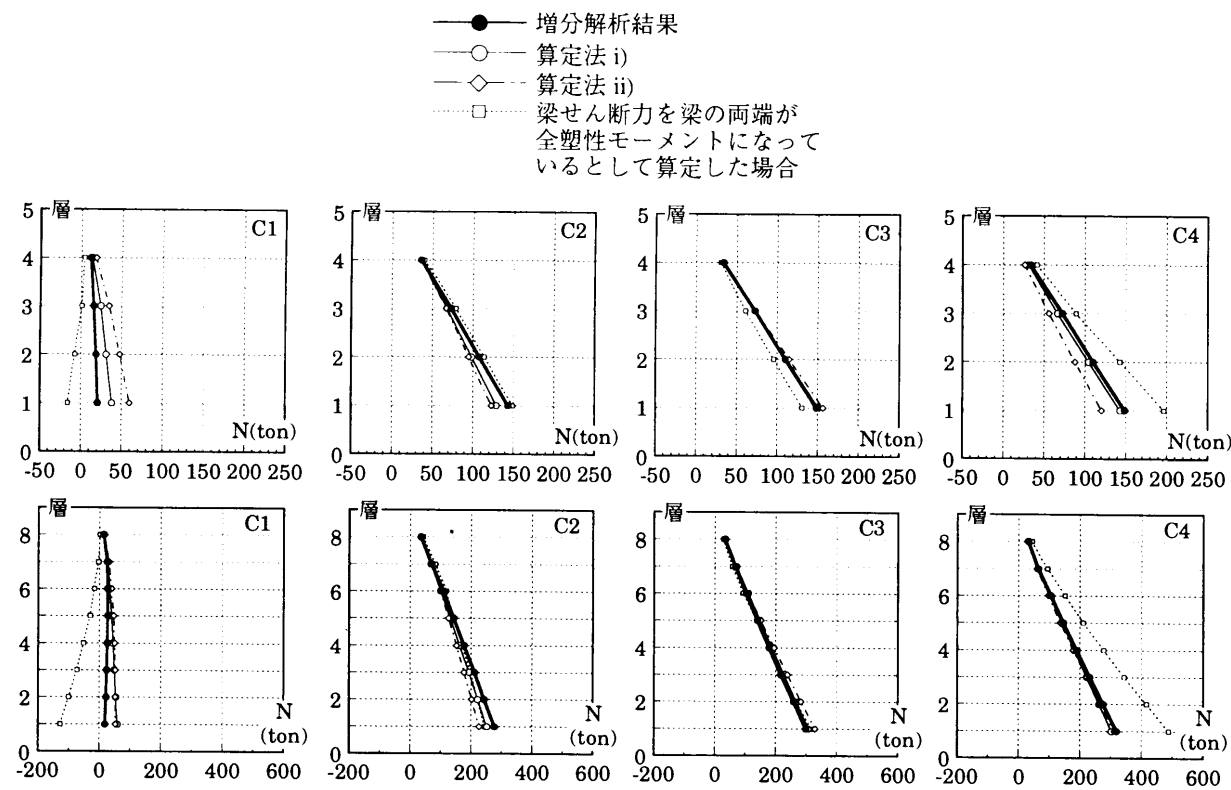


図 6.17 弾塑性増分解析結果と推定値の比較（各柱の軸力）

(4) 保有水平耐力の算定法

骨組の保有水平耐力は使用する計算ツールに応じて以下の3つの方法で算定できる。

- (A) パネルを考慮できる複合非線形解析プログラムによる弾塑性解析を用いた算定法
- (B) パネルを無視した線材骨組による弾塑性解析を用いた算定法
- (C) 節点塑性モーメントを用いた塑性解析的手法による算定法

(A) のパネルの大きさ・変形・耐力を考慮した複合非線形解析プログラムを使用すれば、各層の層せん断力から直接的に保有水平耐力を算定することができるので、以下では(B), (C) の方法について示す。

(B) パネルを無視した線材骨組による弾塑性解析を用いた算定法

パネルを無視した柱・梁部材だけから構成される線材骨組モデルでパネルの大きさ・耐力を考慮した弾塑性解析をするために、以下のような置換をする。

- [1] 線材骨組モデルの柱・梁の全塑性モーメントをそれぞれ柱・梁の節点塑性モーメントとする。
- [2] 節点塑性モーメントの比較からパネルが降伏すると判定された節点では、パネルの節点塑性モーメントを左右の梁それぞれに梁の節点塑性モーメントの比で分配し、線材骨組モデルの梁の全塑性モーメントとする。

上記の置換により、置換後の上下の柱・左右の梁の全塑性モーメント ${}_cM_{pU}^{**}, {}_cM_{pL}^{**}, {}_bM_{pL}^{**}, {}_bM_{pR}^{**}$ は以下のような式で表される（図 6.18 参照）。

$${}_cM_{pU}^{**} = {}_cM_{pU}^*, \quad {}_cM_{pL}^{**} = {}_cM_{pL}^* \quad (6.41), (6.42)$$

$${}_bM_{pL}^{**} = {}_bM_{pL}^*, \quad {}_bM_{pR}^{**} = {}_bM_{pR}^* \quad (6.43), (6.44)$$

また、パネルが塑性化するときの梁の全塑性モーメント ${}_bM_{pL}^{**}, {}_bM_{pR}^{**}$ は次式で表される。

$$(\text{中柱節点}) \quad {}_bM_{pL}^{**} = \frac{{}_bM_{pL}^*}{{}_bM_{pL}^* + {}_bM_{pR}^*} {}_pM_p^*, \quad {}_bM_{pR}^{**} = \frac{{}_bM_{pR}^*}{{}_bM_{pL}^* + {}_bM_{pR}^*} {}_pM_p^* \quad (6.45), (6.46)$$

$$(\text{側柱節点}) \quad {}_bM_{pL}^{**} = {}_pM_p^* \quad (6.47)$$

図 6.19 に静的弾塑性解析結果の一例を示す。解析対象は 6.3.2 (5) の図 6.9 に示した 8 層骨組と同じである（図 6.19 左を参照）。図 6.19 中は各層の層せん断力－層間変位関係を示したものであり、実線がパネルを考慮できる弾塑性解析プログラムによる結果、点線が前述の線材骨組に置換したモデルによる結果である。図より両者が良く対応していることがわかる。一方、図 6.19 右はパネルを無視した線材骨組モデルによる結果であり、パネルの耐力を考慮していないために保有水平耐力を過大に評価していることがわかる。

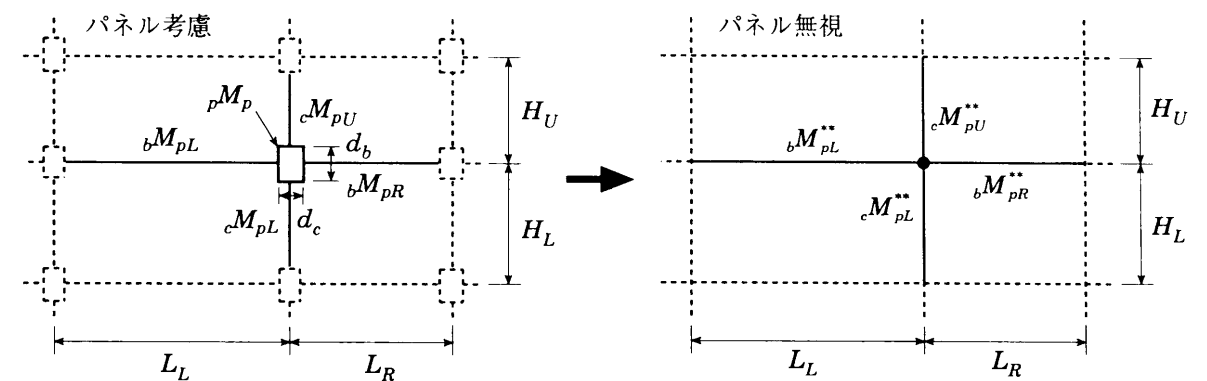


図 6.18 パネル考慮の場合と無視の場合の柱・梁の全塑性モーメント

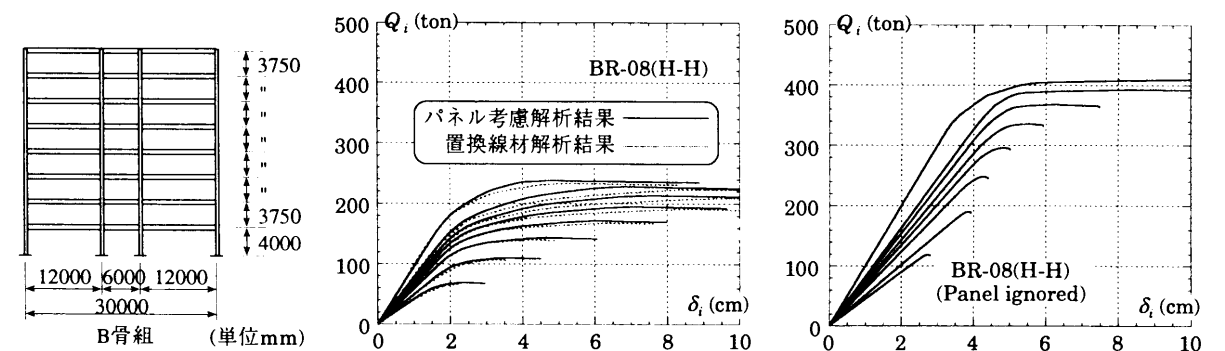


図 6.19 置換線材骨組による弾塑性解析例

(C) 節点塑性モーメントを用いた塑性解析的手法による算定法

保有水平耐力の算定法としてフロアモーメント分配法^{6.2)}や節点振り分け法^{6.2)}があげられる。これらの計算過程では、各節点毎に崩壊機構形成時に塑性化する部位（柱・梁・パネルのうちどれか）を求める必要がある。すなわち、各節点において (6.19)～(6.23) 式より得られる柱の節点塑性モーメント和 $M_{pU}^* + M_{pL}^*$ ・梁の節点塑性モーメント和 $M_{pL}^* + M_{pR}^*$ ・パネルの節点塑性モーメント M_p^* を比較して最小値を選択すればよい。さらにフロアモーメント分配法では、各節点において選択した最小値を層毎の全節点について総和したものを各層のフロアモーメントとすれば、それ以降の算定過程ではパネルの大きさを意識することなく、従来と同様な過程で計算を進めることができる。節点振り分け法の場合でも同様に、各節点における塑性化部位の全塑性モーメント和を節点塑性モーメント和（パネルが塑性化する場合は節点塑性モーメント）と読み替えることで、従来と同じ方法で保有水平耐力を算定することができる。

図 6.21 に保有水平耐力の算定結果を示す。対象骨組は図 6.20 に示す角形鋼管柱と H 形断面梁で構成される骨組・H 形断面柱と H 形断面梁で構成される骨組である。角形鋼管柱の骨組は文献 6-5) の R シリーズと同じものであり H 形断面柱骨組は、角形鋼管柱と同程度の断面諸量を有する広幅 H 形鋼を柱に割り付けたものである。図 6.21 の横軸は保有水平耐力 Q_u を骨組の全重量 Σw_i と振動特性係数 R_t の積で除したもので、縦軸は層番号である。図中の実線がパネルを考慮したフロアモーメント分配法による算定結果である。点線はパネルを無視したフロアモーメント分配法による算定結果、○印がパネルを考慮した増分解析法による数値解析結果である。増分解析には幾何学的非線形を考慮した弾塑性増分解析プログラム^{6.1)}を用い、柱・梁・パネルは完全弾塑性としている。増分解析結果は骨組の平均層間変位角が 0.02 になるまで解析したときのものである。また、図 6.22 に骨組の塑性化状況を示す。図中の黒丸は塑性ヒンジの形成を表し、ハッチのかかったパネルは塑性化を意味する。

まず角形鋼管柱-H 形断面梁骨組の算定結果を見ると、パネルを考慮したフロアモーメント分配法による結果と増分解析結果とは良く一致している。また、パネルを無視したフロアモーメント分配法とも大差はない。これは図 6.22 からわかるように、塑性化のほとんどが梁で生じているためである。H 形断面柱-H 形断面梁骨組の算定結果でも、パネルを考慮したフロアモーメント分配法の結果と増分解析結果はよく一致しているが、柱・梁よりもパネルの耐力が小さく、多くのパネルが塑性化するため、パネルを考慮した場合と無視した場合に大きな差が生じている。増分解析結果とパネルを考慮したフロアモーメント分配法から得られた塑性化状況は、角形鋼管柱・H 形断面柱の場合、いずれも大略一致している。

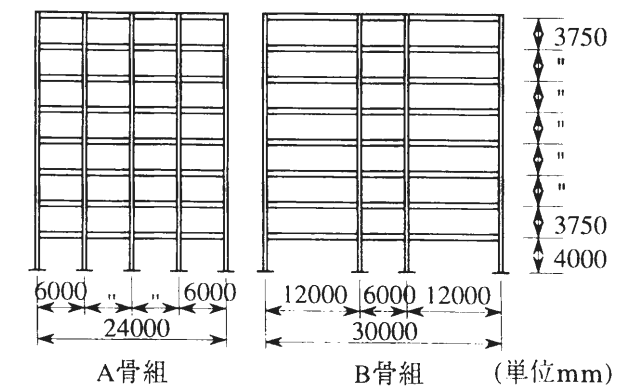


図 6.20 対象骨組

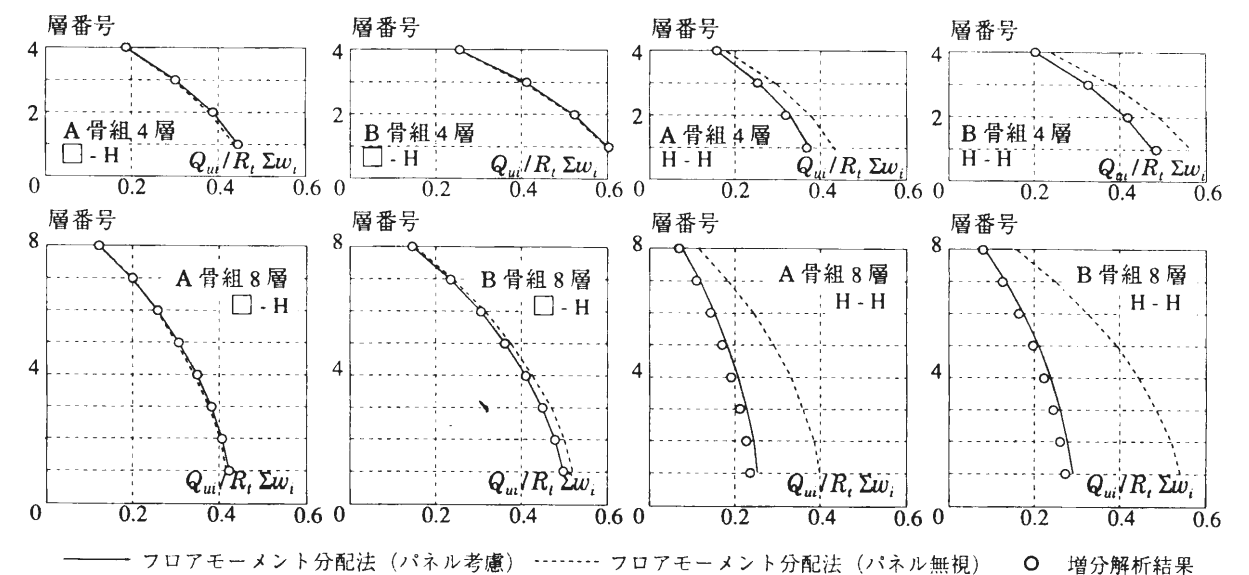


図 6.21 保有水平耐力算定結果比較

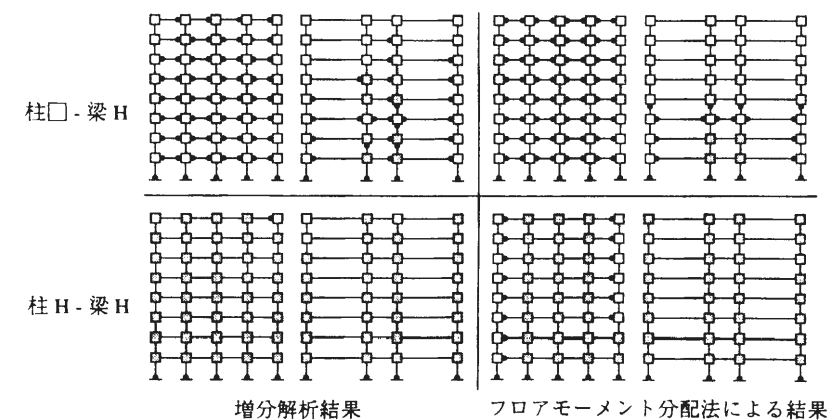


図 6.22 塑性化状況

6.4 45° 方向からの入力に対する検討

図 6.23 に鋼構造骨組図の一例を示す。このような骨組の水平荷重作用時の検討をする場合には、図中の **X** 構面方向と **Y** 構面方向（以下、まとめて構面方法と呼ぶ）に水平荷重を作用させるのが一般的な方法であるが、実際の水平荷重は任意の方向から作用する。図 6.24 に示す角形鋼管を柱に用いる場合、その断面性能には方向性がある。図 6.25, 6.26 に軸力と 2 軸方向曲げが作用したときの初期降伏時と全塑性時のモーメント相関曲線を示す。横軸・縦軸にはそれぞれ **X, Y** 構面方向に作用するモーメントを示し、各構面方向の軸力による低減を考慮した降伏モーメント M_{yn} または全塑性モーメント M_{pn} で無次元化している。初期降伏時の場合は、軸力比によらず 1 本の線で表せる。また、図中の点線は半径 1 の円であり、全塑性時の場合は $n = 0.4$ の線とほぼ重なる。作用方向によらず柱に同じモーメントが作用する（図中、半径 1 の円）と考えると、図 6.25 より初期降伏時に最も柱が不利になる方向は 45° 方向である。全塑性時には $n = 0.4$ 以下であれば、初期降伏時と同様である。 $n = 0.4$ 以上の場合も $n = 0.0$ の線で評価すれば安全側の評価となる。以上の結果より以下では、45° 方向からの水平荷重に対する骨組の設計方法について検討する。なお、円形鋼管柱には方向性が無いので、以下では角形鋼管柱を対象とする。また、以下では、図 6.23 に示すようにそれぞれの柱の位置に応じて中柱・側柱・隅柱と呼ぶ。

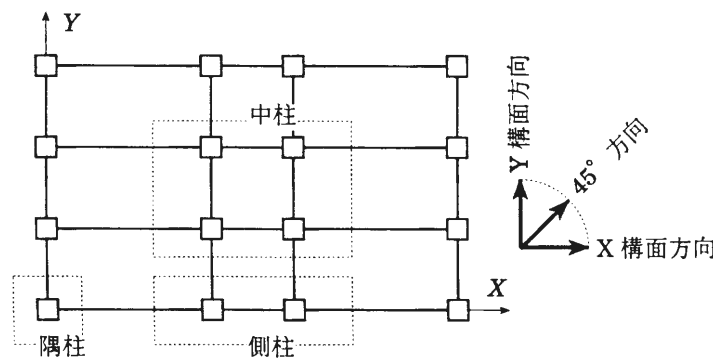


図 6.23 水平荷重載荷方向

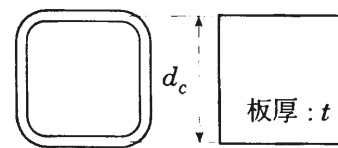


図 6.24 断面形状

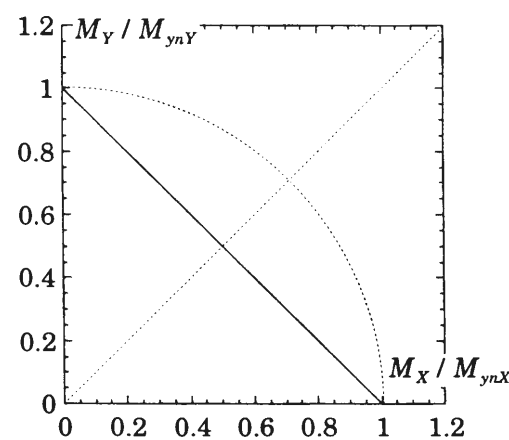


図 6.25 初期降伏時 (M_{yn} 無次元化)

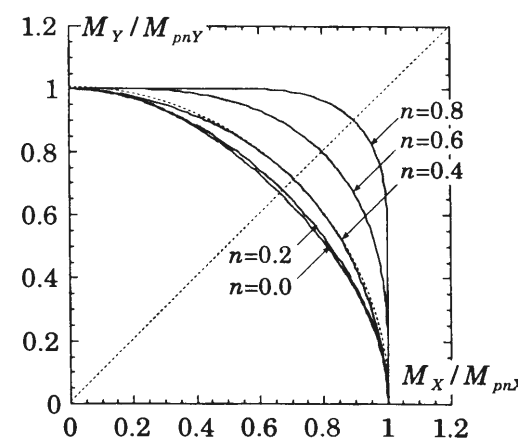


図 6.26 全塑性時 (M_{pn} 無次元化)

6.4.1 断面諸量

45° 方向の柱・パネルそれぞれの降伏モーメント・全塑性モーメントを示し、0° 方向の値と比較する。ここで対象とする断面形状は図 6.24 に示すとおりであり、隅角部の円弧は考慮しない。以下では柱の降伏モーメント M_y ・全塑性モーメント M_p ・軸力による低減を考慮した降伏モーメント M_{yn} 、全塑性モーメント M_{pn} と、降伏パネルモーメント M_y 、全塑性パネルモーメント M_p を示す。ただし、 n は軸力比、右下添字 D は 45° 方向の値を示す。 F_y は鋼材の降伏応力度である。

○柱

	0° 方向	45° 方向
降伏モーメント	$M_y = \frac{4}{3} d_c^2 t F_y$	$M_{yD} = \frac{2\sqrt{2}}{3} d_c^2 t F_y$
全塑性モーメント	$M_p = \frac{3}{2} d_c^2 t F_y$	$M_{pD} = \sqrt{2} d_c^2 t F_y$
軸力による低減を考慮した降伏モーメント	$M_{yn} = \frac{4}{3} d_c^2 t F_y (1 - n)$	$M_{ynD} = \frac{2\sqrt{2}}{3} d_c^2 t F_y (1 - n_D)$
軸力による低減を考慮した全塑性モーメント	$M_{pn} = \begin{cases} 2 d_c^2 t F_y \left(\frac{3}{4} - n^2 \right) & n \leq 0.5 \text{ の時} \\ 2 d_c^2 t F_y (1 - n) & n > 0.5 \text{ の時} \end{cases}$	$M_{pnD} = \sqrt{2} d_c^2 t F_y (1 - n_D^2)$

○パネル

	0° 方向	45° 方向
降伏パネルモーメント	$M_y = \frac{16}{9} d_c d_b t_p \frac{F_y}{\sqrt{3}}$	$M_{yD} = \frac{8}{3\sqrt{2}} d_c d_b t_p \frac{F_y}{\sqrt{3}}$
全塑性パネルモーメント	$M_p = \begin{cases} 2 d_c d_b t_p \frac{F_y}{\sqrt{3}} & (n \leq 0.5) \\ 2 d_c d_b t_p \frac{F_y}{\sqrt{3}} 2\sqrt{n(1-n)} & (0.5 < n \leq 1) \end{cases}$	$M_{pD} = 2\sqrt{2} d_c d_b t_p \frac{F_y}{\sqrt{3}} \sqrt{1 - n_D^2}$

上記で示した値の 45° 方向と 0° 方向の比を以下に示す。

$$\frac{M_{ynD}}{M_{yn}} = \frac{\sqrt{2}}{2} \frac{(1 - n_D)}{(1 - n)} \doteq 0.707 \frac{(1 - n_D)}{(1 - n)} \quad (6.48)$$

$$\frac{M_{pnD}}{M_{pn}} = \begin{cases} \frac{\sqrt{2}}{3} \frac{(1 - n_D^2)}{1 - n^2} & (n \leq 0.5) \\ \frac{\sqrt{2}}{2} \frac{(1 - n_D^2)}{(1 - n)} & (n > 0.5) \end{cases} \quad (6.49)$$

$$\frac{M_{yD}}{M_y} = \frac{3\sqrt{2}}{4} \doteq 1.061 \quad (6.50)$$

$$\frac{M_{pD}}{M_p} = \begin{cases} \sqrt{2} \sqrt{1 - n_D^2} & (n \leq 0.5) \\ \frac{\sqrt{2} \sqrt{1 - n_D^2}}{2\sqrt{n(1-n)}} & (0.5 < n \leq 1) \end{cases} \quad (6.51)$$

上式より、軸力比 $n = n_D$ とした場合の角形鋼管 45° 方向の降伏モーメントは、0° 方向と比較して約 7 割に低下する。また、図 6.27 には軸力比 $n = n_D$ とした場合の (6.49), (6.51) を図示する。図より 45° の場合、柱の全塑性モーメントは最大 94% にまで低下することがわかる。一方、パネルの場合には降伏パネルモーメントは構面方向よりも 45° 方向の方が大きくなる。また、全塑性パネルモーメントも軸力比が同じであれば、45° の場合が大きくなる。

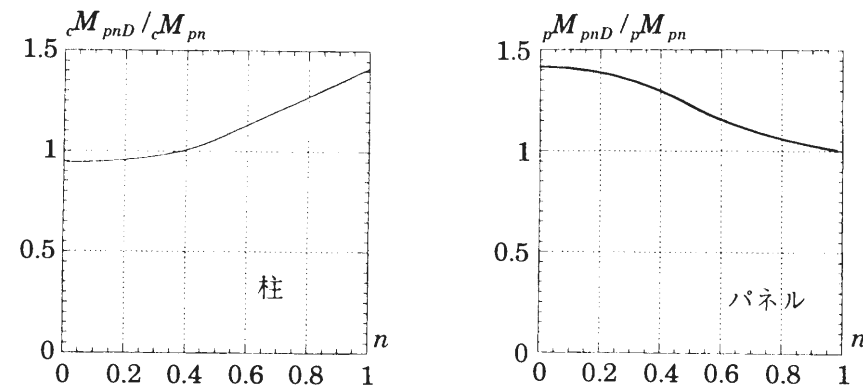


図 6.27 加力方向が M_p に及ぼす影響

6.4.2 一次設計（短期許容応力度設計）

(1) 作用応力

45° 方向から水平荷重が作用したときに柱・梁・パネルに作用する応力を算定する。厳密には 45° 方向入力時の立体弾性解析をしなければならないが、ここでは以下の方法を提案する。対象は直交する 2 構面（X 構面、Y 構面）に属する柱梁接合部である。各構面で検討する際に算定したパネル周りの応力を図 6.28 に示す。パネル周辺の力は、柱・梁フランジの中心にある黒丸の位置での力を表す。右下添字の X, Y はそれぞれ X 構面、Y 構面を示す。また、 N_l は長期荷重による軸力、 N_s は短期荷重による付加軸力、右下添字の U, L は上下の柱をそれぞれ表す。柱・パネルの 45° 方向からの入力に対する応力を算定するために以下の仮定を導入する。

- ・ パネルの 45° 方向からの入力に対する応力は、X, Y 構面それぞれの応力を $1/\sqrt{2}$ 倍し、それらの 45° 方向成分を和した値として与える。
- ・ 水平荷重による付加軸力は側柱・隅柱のみで考慮し、中柱については無視する。

上記の仮定より、45° 方向入力時の柱・梁・パネルに作用する応力は次式で得られる。ただし、右下添字の D は 45° 方向入力時の応力を表す。

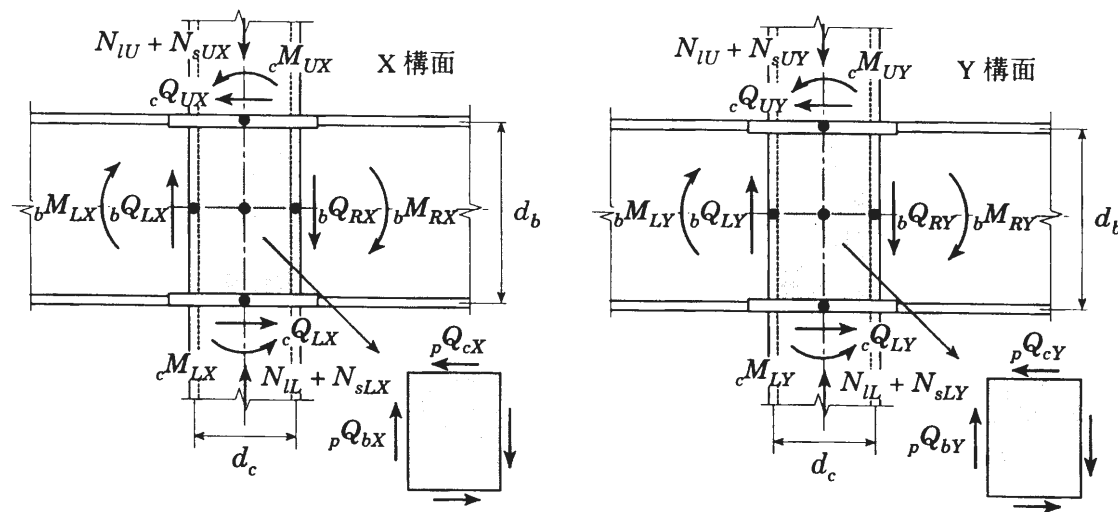


図 6.28 各構面検討時のパネル周りの応力状態

○柱

$$N_{UD} = \begin{cases} N_{lU} & \text{(中柱)} \\ N_{lU} + \frac{N_{sUY}}{\sqrt{2}} & \text{(側柱)} \\ N_{lU} + \frac{N_{sUX} + N_{sUY}}{\sqrt{2}} & \text{(隅柱)} \end{cases}, N_{LD} = \begin{cases} N_{lL} & \text{(中柱)} \\ N_{lL} + \frac{N_{sLY}}{\sqrt{2}} & \text{(側柱)} \\ N_{lL} + \frac{N_{sLX} + N_{sLY}}{\sqrt{2}} & \text{(隅柱)} \end{cases} \quad (6.52), (6.53)$$

$$cM_{UD} = \frac{1}{\sqrt{2}} \left(\frac{cM_{UX}}{\sqrt{2}} + \frac{cM_{UY}}{\sqrt{2}} \right) = \frac{cM_{UX} + cM_{UY}}{2} \quad (6.54)$$

$$cM_{LD} = \frac{1}{\sqrt{2}} \left(\frac{cM_{LX}}{\sqrt{2}} + \frac{cM_{LY}}{\sqrt{2}} \right) = \frac{cM_{LX} + cM_{LY}}{2} \quad (6.55)$$

$$cQ_{UD} = \frac{1}{\sqrt{2}} \left(\frac{cQ_{UX}}{\sqrt{2}} + \frac{cQ_{UY}}{\sqrt{2}} \right) = \frac{cQ_{UX} + cQ_{UY}}{2} \quad (6.56)$$

$$cQ_{LD} = \frac{1}{\sqrt{2}} \left(\frac{cQ_{LX}}{\sqrt{2}} + \frac{cQ_{LY}}{\sqrt{2}} \right) = \frac{cQ_{LX} + cQ_{LY}}{2} \quad (6.57)$$

○パネル

$$pN_D = \begin{cases} \frac{N_{lU} + N_{lL}}{2} & \text{(中柱)} \\ \frac{N_{lU} + N_{lL}}{2} + \frac{N_{sUY} + N_{sLY}}{2\sqrt{2}} & \text{(側柱)} \\ \frac{N_{lU} + N_{lL}}{2} + \frac{N_{sUX} + N_{sUY} + N_{sLX} + N_{sLY}}{2\sqrt{2}} & \text{(隅柱)} \end{cases} \quad (6.58)$$

$$pQ_{cD} = \frac{1}{\sqrt{2}} \left(\frac{pQ_{cX}}{\sqrt{2}} + \frac{pQ_{cY}}{\sqrt{2}} \right) = \frac{pQ_{cX} + pQ_{cY}}{2} \quad (6.59)$$

$$pM_D = pQ_{cD} \cdot d_b \quad (6.60)$$

○梁

梁に作用する 45° 方向入力時のせん断力・モーメントは、各構面検討時に得られたせん断力・モーメントの $1/\sqrt{2}$ 倍とする。

(2) 短期許容応力度設計

45° 方向の短期荷重作用時に梁に作用するモーメントは各構面検討時の $1/\sqrt{2}$ 倍となる。一方、梁の降伏モーメントは変わらないので、各構面での検討時に許容応力度設計がなされていれば、45° 方向での検討は不要となる。また、45° 方向の短期荷重作用時のパネルの検討は次式で行う。

$$pM_D \leq pM_{yD} \quad (6.61)$$

45° 方向での作用パネルモーメント pM_{pD} は (6.60) 式より X, Y 構面方向での作用パネルモーメントの平均として表される。また前項でも述べたように 45° 方向では構面方向よりも降伏パネルモーメントが大きくなるため、各構面での条件を満足していれば、パネルについても 45° 方向の検討は必要ない。

一方、柱の検討では、45° 方向の柱の降伏モーメントが各構面方向の $1/\sqrt{2}$ 倍より小さくなる、隅柱・側柱では作用軸力が大きくなるため注意が必要である。45° 方向の短期荷重作用時の柱の検討は次式で行う。

$$cM_D \leq cM_{yD} \quad (6.62)$$

ただし、 cM_D は (6.54), (6.55) 式より得られる 45° 方向検討時の柱端モーメントである。(6.48), (6.54), (6.55) 式より次式が得られる。

$$\frac{1}{2} \left(\frac{cM_X}{cM_y} + \frac{cM_Y}{cM_y} \right) \leq \frac{\sqrt{2}}{2} (1 - n_D) \quad (6.63)$$

上式の左辺は各構面方向検討時の柱端モーメントと降伏モーメントの比の平均を表す。右辺は柱の場所

に応じて次のように書き換えることができる。

$$\frac{1}{2} \left(\frac{M_x}{M_y} + \frac{M_y}{M_x} \right) \leq \frac{\sqrt{2}}{2} (1 - n_D) \leq \begin{cases} \frac{\sqrt{2}}{2} & (\text{中柱}) \\ \frac{\sqrt{2}}{2} (1 - \text{Max.}[n_x, n_y]) & (\text{側柱}) \\ \frac{\sqrt{2}}{2} (1 - n_x - n_y) & (\text{隅柱}) \end{cases} \quad (6.64)$$

ただし、 n_x, n_y は X, Y 構面検討時の軸力比である。もし、上式を満足しない場合は、(6.55) ~ (6.60) 式で表される作用応力に対して短期許容応力度設計を行えばよい。

以上、まとめると以下ようになる。

- 梁 : 各構面方向で短期許容応力度設計をしておけば、45° 方向に関する検討は不要である。
- パネル : 各構面方向で短期許容応力度設計をしておけば、45° 方向に関する検討は不要である。
- 柱 : 各構面方向での検討時に得られた柱端モーメントと柱軸力が (6.60) 式を満足すれば、45° 方向に関する検討は不要である。満足しない場合は、(6.48) ~ (6.51) 式で表される作用応力に対して短期許容応力度設計を行う。

6.4.3 二次設計（保有水平耐力の算定）

構面方向と同様に節点塑性モーメントを利用して 45° 方向入力時の保有水平耐力について検討する。図 6.29 に 45° 方向で考えた場合のパネル周りの応力を示す。図中の応力は柱端・梁端位置でのものである。また、梁と柱の中心線の交点を節点と呼ぶ。節点周りのモーメントの釣合より次式を得る。

$$\sqrt{2} \left\{ \frac{bM_{LX} + bM_{RX}}{2} + \frac{bM_{LY} + bM_{RY}}{2} + \frac{d_c}{2} \left(\frac{bQ_{LX} + bQ_{RX}}{2} + \frac{bQ_{LY} + bQ_{RY}}{2} \right) \right\} = M_{UD} + M_{LD} + \frac{d_b}{2} (cQ_{UD} + cQ_{LD}) \quad (6.65)$$

パネルモーメントは次式で得られる。

$$pM_D = \sqrt{2} \left(\frac{bM_{LX} + bM_{RX}}{2} + \frac{bM_{LY} + bM_{RY}}{2} \right) - \frac{d_c}{2} (cQ_U + cQ_L) \quad (6.66)$$

(6.65), (6.66) 式より次式が得られる。

$$M_{UD} + M_{LD} = bM_{LXD} + bM_{RXD} + bM_{LYD} + bM_{RYD} = pM_D \quad (6.67)$$

$$M_{UD} = M_{UD} + cQ_{UD} \frac{d_b}{2}, \quad M_{LD} = M_{LD} + cQ_{LD} \frac{d_b}{2} \quad (6.68), (6.69)$$

$$bM_{LXD} = \sqrt{2} \left(bM_{LX} + bQ_{LX} \frac{d_c}{2} \right), \quad bM_{RXD} = \sqrt{2} \left(bM_{RX} + bQ_{RX} \frac{d_c}{2} \right) \quad (6.70), (6.71)$$

$$bM_{LYD} = \sqrt{2} \left(bM_{LY} + bQ_{LY} \frac{d_c}{2} \right), \quad bM_{RYD} = \sqrt{2} \left(bM_{RY} + bQ_{RY} \frac{d_c}{2} \right) \quad (6.72), (6.73)$$

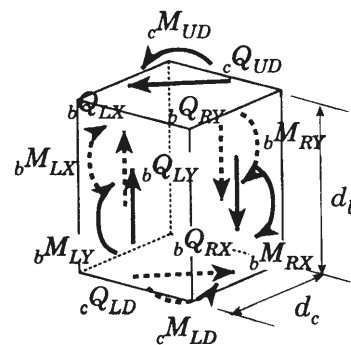


図 6.29 45° 方向パネル周りの応力状態

$$pM_D^* = pM_D + \frac{d_b}{2} (cQ_{UD} + cQ_{LD}) + \frac{\sqrt{2} d_c}{2} \left(\frac{bQ_{LX} + bQ_{RX}}{2} + \frac{bQ_{LY} + bQ_{RY}}{2} \right) \quad (6.74)$$

(6.68) ~ (6.74) 式で得られる値をそれぞれ 45° 方向の柱・梁・パネルの節点モーメントと呼ぶ。また、柱・梁のフェイスモーメント、パネルモーメントが全塑性状態（図 6.30 の記号を参照）になったときの節点モーメントを節点塑性モーメントと呼び、次式で表される。

$$cM_{pUD}^* = cM_{pUD} + cQ_{UD} \frac{d_b}{2}, \quad cM_{pLD}^* = cM_{pLD} + cQ_{LD} \frac{d_b}{2} \quad (6.75), (6.76)$$

$$bM_{pLXD}^* = \sqrt{2} \left(bM_{pLX} + bQ_{LX} \frac{d_c}{2} \right), \quad bM_{pRXD}^* = \sqrt{2} \left(bM_{pRX} + bQ_{RX} \frac{d_c}{2} \right) \quad (6.77), (6.78)$$

$$bM_{pLYD}^* = \sqrt{2} \left(bM_{pLY} + bQ_{LY} \frac{d_c}{2} \right), \quad bM_{pRYD}^* = \sqrt{2} \left(bM_{pRY} + bQ_{RY} \frac{d_c}{2} \right) \quad (6.79), (6.80)$$

$$pM_{pD}^* = pM_{pD} + \frac{d_b}{2} (cQ_{UD} + cQ_{LD}) + \frac{\sqrt{2} d_c}{2} \left(\frac{bQ_{LX} + bQ_{RX}}{2} + \frac{bQ_{LY} + bQ_{RY}}{2} \right) \quad (6.81)$$

(6.75) ~ (6.81) 式中のせん断力は崩壊機構形成時のものであるが、6.3.2(2) ~ (4) と同様に以下の仮定を用いて算定する。

- ・ 柱および梁の節点塑性モーメント算定時のせん断力を、柱および梁の部材両端がそれぞれ全塑性モーメントに達したときの値で近似する。
- ・ パネルの節点塑性モーメントを算定時のせん断力を、パネルの節点塑性モーメントを上下の柱・4本の梁の節点モーメントとしてそれぞれに等分配したときの値で近似する。
- ・ 柱・梁の反曲点はそれぞれの中央にあると仮定する。

上記の仮定を適用すると、(6.75) ~ (6.81) 式は次のようになる。

$$cM_{pUD}^* = \frac{1}{1 - \frac{d_b}{H_U}} cM_{pUD}, \quad cM_{pLD}^* = \frac{1}{1 - \frac{d_b}{H_L}} cM_{pLD} \quad (6.82), (6.83)$$

$$bM_{pLXD}^* = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{1}{1 - \frac{d_c}{L_{LX}}} bM_{pLX}, \quad bM_{pRXD}^* = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{1}{1 - \frac{d_c}{L_{RX}}} bM_{pRX} \quad (6.84), (6.85)$$

$$bM_{pLYD}^* = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{1}{1 - \frac{d_c}{L_{LY}}} bM_{pLY}, \quad bM_{pRYD}^* = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{1}{1 - \frac{d_c}{L_{RY}}} bM_{pRY} \quad (6.86), (6.87)$$

$$pM_{pD}^* = \frac{1}{1 - \left(\frac{d_b}{2H_U} + \frac{d_b}{2H_L} + \frac{d_c}{4L_{LX}} + \frac{d_c}{4L_{LY}} + \frac{d_c}{4L_{RX}} + \frac{d_c}{4L_{RY}} \right)} pM_{pD} \quad (6.88)$$

塑性化する部位は上記の柱・梁の節点塑性モーメント和とパネルの節点塑性モーメントを比較して最小のものを選択すればよい。

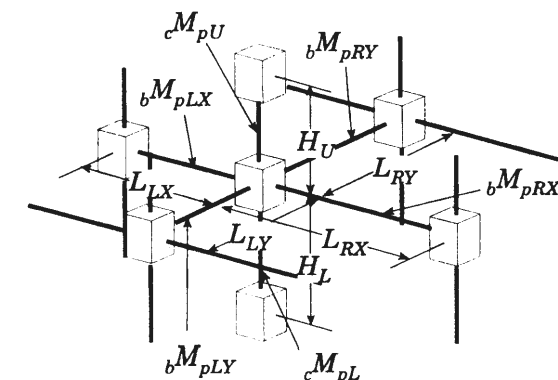


図 6.30 部材の全塑性値と骨組寸法

この45° 方向の節点塑性モーメントは、各構面で算定したときの節点塑性モーメントと比較して、梁では $\sqrt{2}$ 倍になる。また、パネルでも軸力が全塑性パネルモーメントに与える影響が小さいことを考慮すると、図 6.27 より 45° 方向の節点塑性モーメントは、各構面で算定したときよりも大きくなる。一方、柱の場合には図 6.27 に示したように 45° 方向では全塑性モーメントが低下する場合がある。図 6.27 は軸力比が $n = n_D$ の場合であり、 $n < n_D$ となる場合には図に示す線よりも小さな値を示すことになるが、 $n = n_D$ の場合の低下率が 6% であること、軸力比が大きくなるにしたがって、 ${}_cM_{pD} / {}_cM_p$ が上昇することを考慮すれば、45° 方向では構面方向とほぼ同等以上の保有水平耐力を有するといえる。

6.5 結

本章では前章までの議論を基に、パネルを考慮した場合の鋼構造骨組の耐震設計法を提案した。一次設計と二次設計でのパネルに関する検討事項として、パネルの許容応力度設計・保有水平耐力の確認・一次設計用荷重作用時の層間変形角の確認を取り上げ、要求値と比較される骨組の応力・保有水平耐力の算定方法を提案した。本章で示す算定方法では、現状で使用されている計算ツールに応じた方法を示し、より多くの設計者にパネルを考慮した設計を利用できるよう配慮した。すなわち、2 章で述べた柱・梁・パネル相互の釣合条件から得られる「節点モーメント」・「節点塑性モーメント」の概念を導入して、パネルを意識することなく、パネルを考慮した弾塑性解析・保有水平耐力の算定が出来る方法について提案した。これらの算定方法から得られる結果と弾塑性増分解析結果を比較し、両者が良く対応することを示した。また、45° 方向からの地震入力に対する設計方法を示し、パネルについては構面方向で検討しておけば 45° 方向に対する検討は不要であることを示した。

第 7 章 結語

本論では、鋼構造骨組の柱梁接合部パネル（以下、単にパネルと呼ぶ）、特に角形鋼管・円形鋼管の通しダイアフラム形式のパネルを対象とし、「パネルは柱・梁と同等に骨組を構成する一部材である」ことを意識した鋼構造骨組の耐震設計法を提案することを目的として種々の検討を行った。

まず、2 章ではパネルが鋼構造骨組に及ぼす影響について考察し、パネルを意識した設計の必要性について論じた。すなわち、

- 1) パネル周りの柱・梁・パネル相互の釣合条件を簡潔に表現するために「節点モーメント」を定義した。釣合条件は、「柱の節点モーメント和」・「梁の節点モーメント和」・「パネルの節点モーメント」の 3 つの値が等しいという条件で表される。
- 2) 柱端モーメント・梁端モーメント、パネルモーメントが全塑性値に達するときの節点モーメントを「節点塑性モーメント」と定義した。各節点の「柱の節点塑性モーメント和」・「梁の節点塑性モーメント和」・「パネルの節点塑性モーメント」を比較して、最小値を示す部位が塑性化部位となることを示した。また、各節点での塑性化部位の判定指標となる部材間耐力比（柱梁耐力比・パネル柱耐力比・パネル梁耐力比）を各部材の全塑性モーメントの比ではなく、節点塑性モーメントの比として定義した。
- 3) 十字形骨組を対象にパネルが骨組の弾性層間変形角・保有水平耐力に及ぼす影響についてパラメトリックな計算を行い、
 - ・ パネルを無視した場合の方が考慮した場合よりも骨組の剛性が低くなる場合が多いこと
 - ・ 柱とパネルが同じ断面である場合パネルが柱よりも先に降伏する場合が多いこと
 - ・ パネルを無視した場合にパネルを考慮して求めた骨組の保有水平耐力を過大評価する場合があること
 を示した。パネルを無視し、骨組の保有水平耐力を過大評価して設計することは、構造物の安全性を損なう結果となる。

パネルが骨組の挙動に及ぼす影響を考慮するためには、パネルそのものの弾塑性挙動を明らかにする必要がある。パネルの弾塑性挙動に関する実験・解析は数多く行われているが、本論では既往の研究が少ない、高軸力が作用した場合、角形鋼管に 45° 方向からせん断力が作用した場合のパネルの挙動に着目し、パネル部分せん断載荷実験・十字形骨組載荷実験を行った。さらにその実験結果を分析し、パネルのせん断耐力評価式を提案した。3 章では左右の梁せいが等しく、パネルの上下面で断面が変化しない標準的なパネルについて論じた。以下に得られた結果を列記する。

- 4) パネルのせん断弾性剛性はせん断変形のみを考慮した次式の K_s で概ね評価できる。

$$K_s = G A_p \quad , \quad A_p = A / 2$$

ただし、 A はパネルの断面積である。

- 5) 軸力が作用すると軸力無しの場合と比較してパネルのせん断耐力は低下する。ただし、角形鋼管 0° 方向試験体では、軸力によるせん断耐力の低下は数%に留まる。これは軸力とせん断力が同時に作用するウェブがフランジより先に降伏し、その軸方向剛性が低下するため、塑性化の進展

に伴ってウェブからフランジに軸力が再配分されるためである。また、角形鋼管 45° 方向・円形鋼管試験体の軸力によるせん断耐力の低下は角形鋼管 0° 方向試験体と比較して大きくなる。

- 6) 軸力比が 0 の場合、45° 方向試験体のパネルせん断耐力は 0° 方向試験体と比較して 2 ～ 3 割程度大きくなる。一方、軸力比が 0.6 の場合には、1 割弱しか上昇しない。
- 7) 柱・梁の全塑性モーメントに相当するパネルの全塑性パネルモーメント ${}_pM_p$ は次式で評価できる。

$$\text{角形鋼管 } 0^\circ \text{ 方向} : {}_pM_p = V_e \frac{F_y}{\sqrt{3}}, \quad V_e = 2 d_c d_b t_p \quad (0 \leq n \leq 0.5)$$

$${}_pM_p = V_e \frac{F_y}{\sqrt{3}} 2 \sqrt{n(1-n)}, \quad V_e = 2 d_c d_b t_p \quad (0.5 < n \leq 1.0)$$

$$\text{角形鋼管 } 45^\circ \text{ 方向} : {}_pM_p = V_e \frac{F_y}{\sqrt{3}} \sqrt{1-n^2}, \quad V_e = 2 \{ \sqrt{2} d_c - 2 r_m (\sqrt{2} - 1) \} d_b t_p$$

$$\text{円形鋼管} : {}_pM_p = V_e \frac{F_y}{\sqrt{3}} \sqrt{1-n^2}, \quad V_e = 2 d_c d_b t_p$$

ただし、 d_c は柱フランジ中心間寸法、 d_b は梁フランジ間中心間寸法、 t_p はパネル板厚、 r_m は角形鋼管隅角部の板厚中心曲率半径、 n は軸力比、 F_y はパネルの短期許容引張応力度を表す。

- 8) 柱・梁の降伏モーメントに相当するパネルの降伏パネルモーメント ${}_pM_y$ は次式で評価できる。

$${}_pM_y = {}_pM_p / \kappa$$

ただし、角形鋼管構面方向 : $\kappa = 9 / 8 \div 1.125$

角形鋼管 45° 方向 : $\kappa = 3 / 2 = 1.5$

円形鋼管 : $\kappa = 4 / \pi \div 1.273$

4 章では左右の梁せいが異なるパネル（以下では、段違いパネルと呼ぶ）について論じた。得られた結果について列記する。

- 9) 段違いパネルの梁せいが大きな方の梁のせいを標準型パネルの梁せいに読み替えることで、段違いパネルのパネルモーメント・節点モーメント・節点塑性モーメントの算定式は標準型パネルの算定式と同じ式で表せる。
- 10) パネルの平均せん断力 ${}_pQ$ と平均せん断変形角 $\overline{\gamma}$ (図 4.4 参照) を関係づける弾性剛性 K_s は、標準型パネル・段違いパネルとも同じ算定式で表せる。実験より得られたパネルの弾性剛性は計算より得られた弾性剛性の 0.81 ～ 1.19 となる。
- 11) 段違いパネルではパネルの一部、梁ウェブ・梁フランジの一部が降伏する機構で崩壊する場合があります。このときのパネルの全塑性耐力は、柱フランジ・最外縁ダイアフラム中心線で囲まれるパネルウェブ全体をパネル体積と考えた機構の全塑性耐力を下回る。これらの機構を想定した塑性解析より得られるパネルの全塑性耐力の計算値に対して実験値の比は 0.94 ～ 1.07 となり、実験値と計算値は良く対応した。

5 章では地震荷重作用時にパネルに要求される塑性変形性能について論じた。すなわち、

- 12) パネルを考慮した骨組の地震応答解析に使用するパネルの弾塑性挙動モデルを提案した。モデルは繰返し載荷に伴う耐力上昇・歪硬化・変動軸力に対応できる、角形鋼管・円形鋼管パネルのせん断力－せん断変形角関係を表す解析モデルである。解析モデルは実験結果と良好な対応を示すことを確認した。

- 13) 12) のパネルの弾塑性挙動解析モデルを組み込んだ骨組の地震応答解析を行った既往の研究より得られるパネルに要求される変形性能（累積塑性変形倍率・最大塑性率）、小川らが提案した等価 1 質点系から推定されるパネルの変形性能と 3 章の実験結果より得られる変形性能を比較し、実験結果が上回ることを示した。

- 14) 骨組の弾性剛性・保有水平耐力を一定とし、パネル梁耐力比を主パラメーターとした魚骨形骨組の地震応答解析を行い、パネル梁耐力比・左右の梁の剛比・各部材の弾性変形比を変化させても最大層間変形角応答に大きな差違が表れないこと、パネル梁耐力比によってパネルと梁に要求される累積塑性回転角の比が変化することを示した。

以上の結果をふまえ、6 章ではパネルを考慮した場合の鋼構造骨組の耐震設計法について提案を行った。すなわち、

- 15) 一次設計と二次設計でのパネルに関する検討事項として、パネルの許容応力度設計・保有水平耐力の確認・一次設計用荷重作用時の層間変形角の確認を取り上げ、要求値と比較される骨組の応力・保有水平耐力の算定方法を提案した。これらの算定方法では、現状で使用されている計算ツールに応じた方法を示し、より多くの設計者にパネルを考慮した設計を利用できるよう配慮した。すなわち、2 章で述べた柱・梁・パネル相互の釣合条件から得られる「節点モーメント」・「節点塑性モーメント」の概念を導入して、パネルを意識することなく、パネルを考慮した弾塑性解析・保有水平耐力の算定が出来る方法について提案した。これらの算定方法から得られる結果と弾塑性増分解析結果を比較し、両者が良く対応することを示した。また、2 章で示したようにパネルを無視した解析より得られた層間変形角が考慮した場合よりも大きくなることが多いことから、層間変形角制限の確認にはパネルを無視して計算しても良いことを示した。
- 16) 45° 方向からの地震入力に対する設計方法を示し、パネルについては構面方向で検討しておけば 45° 方向に対する検討は不要であることを示した。

付録 SI 単位系への換算表

本論で使用された単位を SI 単位系に換算するための換算表を以下に示す.

	N	kgf	ton
力	1	1.01972×10^{-1}	1.01972×10^{-4}
	9.80665	1	1×10^{-3}
	9.80665×10^3	1×10^3	1

	Paまたは N/m^2	MPaまたは N/mm^2	kgf/mm^2	kgf/cm^2	t/cm^2
応力	1	1×10^{-6}	1.01972×10^{-7}	1.01972×10^{-5}	1.01972×10^{-8}
	1×10^6	1	1.01972×10^{-1}	1.01972×10	1.01972×10^{-2}
	9.80665×10^6	9.80665	1	1×10^2	1×10^{-1}
	9.80665×10^3	9.80665×10^{-2}	1×10^{-2}	1	1×10^{-3}
	9.80665×10^4	9.80665×10^{-1}	1×10^{-1}	1×10^{-3}	1

	Jまたは $\text{N} \cdot \text{m}$	$\text{kgf} \cdot \text{m}$	$\text{t} \cdot \text{cm}$	$\text{t} \cdot \text{m}$
モーメント ・エネルギー	1	1.01972×10^{-1}	1.01972×10^{-2}	1.01972×10^{-4}
	9.80665	1	1×10^{-1}	1×10^{-3}
	9.80665×10	1×10	1	1×10^{-2}
	9.80665×10^3	1×10^3	1×10^2	1

第 1 章の参考文献

- 1-1) 1995 年兵庫県南部地震鉄骨造建物被害調査報告書, 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会, 1995.5.
- 1-2) 金田興熙, 金谷弘, 田淵基嗣: 中低層鉄骨造骨組における柱, 梁, 接合部パネルの耐力比, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp1563-1564, 1993.8.
- 1-3) 井上一朗, 多田元英, 桑原進, 柳原秀和: 角形鋼管柱・H 形鋼梁ラーメン構造の弾性層間変形成分とパネル柱降伏比, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp1559-1560, 1993.8.
- 1-4) 仲威雄, 加藤勉, 湯浅丹, 田中淳夫, 佐々木哲也: 水平荷重を受ける鋼構造柱, はり, およびその接合部の挙動について (報告・その 1), 日本建築学会論文報告集, 第 101 号, pp31-38, 1964.
- 1-5) 仲威雄, 加藤勉, 湯浅丹, 田中淳夫, 佐々木哲也: 水平荷重を受ける鋼構造柱, はり, およびその接合部の挙動について (報告・その 2), 日本建築学会論文報告集, 第 102 号, pp.37-43, 1964.
- 1-6) 日置興一郎, 中本嘉彦: 接合部パネルの剪断変形を考慮した撓角法, 日本建築学会論文報告集, 第 101 号, pp.39-44, 1964.8.
- 1-7) 田中尚: 剪断変形する接合部をもつ長方形ラーメンのたわみ角法, 日本建築学会論文報告集, 第 104 号, pp.15-20, 1964.10.
- 1-8) 加藤勉, 田中淳夫: 中低層鋼構造物の柱梁接合部に関する実験的研究 (溶接接合部と高力ボルト接合部の比較), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1209-1210, 1977.10.
- 1-9) 田淵基嗣, 金谷弘: 製法の異なる角形鋼管柱・H 形はり接合部の耐力に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 361 号, pp104-112, 1986.3.
- 1-10) 松原由典, 金谷弘, 田淵基嗣: 鋼管柱・H 形はり接合部パネルの耐力評価ーその 1 角形鋼管柱コーナーアール部の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp1613-1614, 1990.10.
- 1-11) 松原由典, 金谷弘, 田淵基嗣: 鋼管柱・H 形はり接合部パネルの耐力評価ーその 2 コーナー部の材料強度と断面形状の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp1129-1130, 1991.9.
- 1-12) 高松隆夫, 椋代仁朗, 松尾彰: 弱パネル形角形鋼管柱・H 形鋼梁接合部の変形性状に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), pp.1575-1576, 1992.8.
- 1-13) 難波尚, 田淵基嗣, 田中剛: 円形鋼管柱・梁接合部パネルの弾塑性挙動に関する実験的研究, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第 36 号構造系, pp.277-280, 1996.7.
- 1-14) 成原弘之, 泉満, 山田隆夫, 山口種美: 建築構造用 780N/mm² 級鋼材を用いた箱形断面柱の鋼構造実験, 鋼構造年次論文報告集, 第 1 巻, pp.607-614, 1993.7.
- 1-15) Ben Kato: Beam-to Column Connection Research if Japan, ASCE sutractual division, vol.108 NO.ST2, pp.343-360, 1989.2.
- 1-16) 鋼構造接合部の力学的性状に関する研究の現状, 日本建築学会, 1993.
- 1-17) 鋼構造接合部の力学性能と設計法, 日本建築学会接合小委員会, 1996.10.
- 1-18) 鋼構造設計規準, 日本建築学会
- 1-19) 鋼構日本建築学会, 日本建築学会
- 1-20) 鋼構造限界状態設計規準・同解説, 日本建築学会
- 1-21) 鋼管構造設計施工指針・同解説, 日本建築学会
- 1-22) 加藤勉: 水平力をうける剛接ラーメンの柱・はり接合部 (パネルゾーン) の設計式について, JSSC, Vol. 5, No. 40, pp.40-44, 1969.
- 1-23) 田中尚: 柱・はり接合部必要パネル厚の計算式, 日本建築学会論文報告集, No.207, pp19-26, 1973.5
- 1.24) 建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990), 日本建築学会
- 1-25) 秋山将光・松尾彰・中村雄治・椋代仁朗・高松隆夫: 弱パネル型中低層鋼構造骨組の地震応答解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1565-1566, 1993.9.
- 1-26) 長谷川隆, 山内泰之: 地震時に柱梁接合部パネルが他に先行して降伏する骨組の耐震性能に関する解析的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1145-1146, 1991.9.
- 1-27) 日置興一郎, 中本嘉彦, 平野朝則: 接合部パネルのせん断変形を考慮した塑性を含むたわみ角法, 日本建築学会論文報告集, 第 115 号, pp.1-5, 1965.9.
- 1-28) 田中尚: 剪断変形する接合部をもつ長方形ラーメンのたわみ角法, 日本建築学会論文報告集, 第 104 号, pp.15-20, 1964.10.
- 1-29) 加藤勉, 中尾雅躬, 萩尾英也, 平岩研三: H 形鋼強軸交叉形柱はり接合部の補強とその効果に関する実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.883-884, 1970.9.
- 1-30) 松尾彰, 椋代仁朗, 品部祐児, 高松隆夫, ラフィーク W, サリブ: 弱パネルを有する H 形鋼柱・はり接合部の最大耐力評価に関する一研究 その 1 柱・はりフランジ交叉部の局部曲げ耐力について, 構造工学論

文集 Vol. 36B, pp.341-348, 1990.3.

- 1-31) 海原広幸, 山成實, 小川厚治, 黒羽啓明, 渡辺純仁: 斜め方向から曲げ・せん断力を受ける柱梁接合部パネルの耐力と変形性能に関する研究 (正方形角形鋼管柱の場合), 日本建築学会九州支部研究報告, 第32号, 1991.3.
- 1-32) 伊藤茂樹, 岡本晴仁, 加村久哉: 各種断面鋼管柱の柱梁接合部パネル耐力 (FEM解析結果と耐力評価式の提案), 日本建築学会技術報告集, 第1号, pp173-178, 1995.12.
- 1-33) 中尾雅躬, 小佐野宏: 左右のはりせいの異なるH形鋼強軸交叉形柱はり接合部に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.917-918, 1985.10.
- 1-34) 今井兼久, 平野道勝, 吉田幸弘, 西條誠, 渡辺富雄: 段差を有する柱はり接合部の力学的性状に関する研究 その1～3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1203-1208, 1989.10.
- 1-35) 万木宏, 梅澤宣雄, 土井康生, 福知保長: 段差を有する柱・梁仕口部の耐力実験 (その1. 実験計画と実験結果, その2. 解析および実験値), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1199-1202, 1989.10.
- 1-36) 今井兼久, 平野道勝, 吉田幸弘, 西條誠, 渡辺富雄: 段差を有する柱はり接合部の力学的性状に関する実験報告 左右の梁せいが等しい場合の試験体, 日本建築学会論文報告集, 425号, 1991.7.
- 1-37) Kato. B., Chen, W. F. and Nakao, M.: Effects of Joint-panel Shear Deformation on Frames, J. Constuct. Steel Research, pp.269-320, 1988.10.
- 1-38) 山田稔, 辻文三: 鋼材の応力-歪関係に関する研究 (I: 等方+移動硬化モデル), 日本建築学会論文報告集, 第207号, 1978.8.
- 1-39) 長谷川隆, 上遠野明夫, 加村久哉, 福田浩司, 染谷友英, 濱崎義弘: 接合部パネルの変形を考慮した角形鋼管柱・H形鋼梁ラーメン構造の地震応答解析, 日本建築学会技術報告集, pp.43-49, 1996.3.
- 1-40) 加村久哉, 井上一朗, 小川厚治: 全体崩壊型鋼構造ラーメン部材の必要塑性変形性能 (その4 梁に要求される塑性変形性能), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.909-910, 1999.9.
- 1-41) 澤泉紳一, 井上一朗, 中島正愛, 小川厚治: 全体崩壊型鋼構造ラーメン部材の必要塑性変形性能 (その5 地震応答解析結果との比較), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.911-912, 1999.9.
- 1-42) 井上一朗, 小川厚治: 全体崩壊型鋼構造ラーメン部材の必要塑性変形性能 (その6 梁の塑性変形性能に及ぼす各パラメータの影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.913-914, 1999.9.
- 1-43) 上森博・金谷弘・田淵基嗣・上場輝康・山成寛: 鉄骨造ラーメン架構の弾塑性挙動に及ぼす接合部パネルの影響-その1-, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1227-1228, 1989.10.
- 1-44) 上森博・金谷弘・田淵基嗣・上場輝康・山成寛: 鉄骨造ラーメン架構の弾塑性挙動に及ぼす接合部パネルの影響-その2-, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1625-1626, 1990.10.
- 1-45) 田淵基嗣・金谷弘・上森博: 鉄骨造ラーメン架構の弾塑性挙動に及ぼす接合部パネルの影響-その3-, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1627-162, 1990.10.
- 1-46) 長谷川隆, 山内泰之: 地震時に柱梁接合部パネルが他に先行して降伏する骨組の耐震性能に関する解析的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1145-1146, 1991.9.
- 1-47) 秋山将光・松尾彰・中村雄治・椋代仁朗・高松隆夫: 弱パネル型中低層鋼構造骨組の地震応答解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1565-1566, 1993.9.

第2章の参考文献

- 2-1) 日置興一朗, 中本嘉彦: 接合部パネルの剪断変形を考慮した撓角法日本建築学会論文報告集, 第101号, pp.39-44, 1964.8.
- 2-2) 金田興熙, 金谷弘, 田淵基嗣: 中低層鉄骨造骨組における柱, 梁, 接合部パネルの耐力比, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1563-1564, 1993.9.

第3章の参考文献

- 3-1) 五十嵐定義, 阪本順: 「鋼構造節点の塑性挙動に関する実験的研究, 日本建築学会論文報告集, 第66号, pp.549-552, 1960.8.
- 3-2) 仲威雄, 加藤勉, 湯浅丹, 田中淳夫, 佐々木哲也: 水平荷重を受ける鋼構造柱, はり, およびその接合部の挙動について (報告・その1), 日本建築学会論文報告集, 第101号, pp31-38, 1964.
- 3-3) 仲威雄, 加藤勉, 湯浅丹, 田中淳夫, 佐々木哲也: 水平荷重を受ける鋼構造柱, はり, およびその接合部の挙動について (報告・その2), 日本建築学会論文報告集, 第102号, pp.37-43, 1964.
- 3-4) 高松隆夫, 椋代仁朗, 松尾彰: 弱パネル形角形鋼管柱・H形鋼梁接合部の変形性状に関する実験的研究, 日

本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), pp.1575-1576, 1992.8.

- 3-5) 田淵基嗣, 金谷弘: 水平荷重時における角形鋼管柱・H形梁接合部の耐力に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第358号, pp.52-62, 1985.12.
- 3-6) 田淵基嗣, 金谷弘: 製法の異なる角形鋼管柱・H形はり接合部の耐力に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第361号, pp104-112, 1986.3.
- 3-7) 松原由典, 金谷弘, 田淵基嗣: 鋼管柱・H形はり接合部パネルの耐力評価 ーその1 角形鋼管柱コーナー部の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp1613-1614, 1990.10.
- 3-8) 松原由典, 金谷弘, 田淵基嗣: 鋼管柱・H形はり接合部パネルの耐力評価 ーその2 コーナー部の材料強度と断面形状の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp1129-1130, 1991.9.
- 3-9) 難波 尚, 田淵基嗣, 田中 剛: 円形鋼管柱・梁接合部パネルの弾塑性挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, NO.518, pp.95-104, 1999.4.
- 3-10) 田中祥雅, 松尾彰, 中村雄治, 椋代仁朗, 高松隆夫: 柱高軸力下のH形鋼柱・はり接合部の力学性状に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1 構造 III, pp.545-546, 1996.9.
- 3-11) 海原広幸, 山成實, 小川厚治, 黒羽啓明, 渡辺純仁: 斜め方向から曲げ・せん断力を受ける柱梁接合部パネルの耐力と変形性能に関する研究 (正方形角形鋼管柱の場合), 日本建築学会九州支部研究報告, 第32号, 1991.3.
- 3-12) 伊藤茂樹, 岡本晴仁, 加村久哉: 各種断面鋼管柱の柱梁接合部パネル耐力 (FEM解析結果と耐力評価式の提案), 日本建築学会技術報告集, 第1号, pp173-178, 1995.12.
- 3-13) 熊野豪人, 桑原進, 井上一朗: 鋼構造柱梁接合部パネルの弾塑性挙動 その1. パネル幅厚比を変数とした角形鋼管柱梁接合部パネル十字架構載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1 分冊, pp.471-472, 1998.9.
- 3-14) 伊藤茂樹, 形山忠輝, 岡本晴仁: 鋼構造柱梁接合部パネルの弾塑性挙動 その2. 部分立体骨組みを用いた柱・梁接合パネルの斜め45度方向加力実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1 分冊, pp.473-474, 1998.9.
- 3-15) 難波尚, 田淵基嗣, 田中剛: 鋼構造柱・梁接合部パネルの弾塑性挙動 その3. H形柱・梁接合部パネルの実験ー, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1 分冊, pp.475-476, 1998.9.
- 3-16) 田中智三, 田淵基嗣, 田中剛, 難波尚: 鋼構造柱梁接合部パネルの弾塑性挙動 その4. 製法の異なる角形鋼管柱・梁接合部パネルの実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1 分冊, pp.477-478, 1998.9.
- 3-17) 建設省総合技術開発プロジェクト「次世代鋼材による構造物安全性向上技術の開発」「崩壊型と破壊」分科会報告書, 建設省建築研究所・鋼材倶楽部, 1999.3.
- 3-18) 田中尚: 柱・はり接合部必要パネル厚の計算式, 日本建築学会論文報告集, No.207, pp19-26, 1973.5
- 3-19) 日本建築学会: 鋼構造塑性設計指針
- 3-20) 田中剛, 田淵基嗣, 桑原進, 伊藤茂樹: 鋼構造柱梁接合部パネルの耐力評価 (その1), 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.193-196, 2000.6.
- 3-21) 田淵基嗣, 田中剛, 桑原進, 伊藤茂樹: 鋼構造柱梁接合部パネルの耐力評価 (その2), 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.197-200, 2000.6.

第4章の参考文献

- 4-1) 北岡聡・田淵基嗣・田中剛・難波尚: 絞り管形式の角形鋼管柱・梁接合部パネルに関する研究 その1. 有限要素法による解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1 分冊, pp.441-442, 1997.9.
- 4-2) 北岡聡・田淵基嗣・田中剛・難波尚: 絞り管形式角形鋼管柱・梁接合部パネルに関する研究 ーその1. 実験ー, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1 分冊, pp.461-432, 1998.9.
- 4-3) 田中剛・田淵基嗣・北岡聡・難波尚: 絞り管形式角形鋼管柱・梁接合部パネルに関する研究 ーその2. 考察ー, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1 分冊, pp.463-464, 1998.9.
- 4-4) 中尾雅躬, 小佐野宏: 左右のはりせいの異なるH形鋼強軸交叉形柱はり接合部に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.917-918, 1985.10.
- 4-5) 今井兼久, 平野道勝, 吉田幸弘, 西條誠, 渡辺富雄: 段差を有する柱はり接合部の力学的性状に関する研究 その1～3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1203-1208, 1989.10.
- 4-6) 万木宏, 梅澤宣雄, 土井康生, 福知保長: 段差を有する柱・梁仕口部の耐力実験 (その1. 実験計画と実験結果, その2. 解析および実験値), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1199-1202, 1989.10.
- 4-7) 今井兼久, 平野道勝, 吉田幸弘, 西條誠, 渡辺富雄: 段差を有する柱はり接合部の力学的性状に関する実験報告 左右の梁せいが等しい場合の試験体, 日本建築学会論文報告集, 425号, 1991.7.

- 4-8) 長谷川隆：1995年兵庫県南部地震で梁端部が破断した鉄骨構造物の弾塑性応答性状，日本建築学会構造系論文報告集，pp.129-136，1997.8.
- 4-9) 松尾彰，椋代仁朗，品部祐児，高松隆夫，ラフィーク W. サリブ：弱パネルを有する H 形鋼柱・はり接合部の最大耐力評価に関する一研究 その1 柱・はりフランジ交叉部の局部曲げ耐力について，構造工学論文集 Vol. 36B，pp.341-348，1990.3.

第5章の参考文献

- 5-1) 上森博・金谷弘・田淵基嗣・上場輝康・山成寛：鉄骨造ラーメン架構の弾塑性挙動に及ぼす接合部パネルの影響 - その1 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1227-1228，1989.10.
- 5-2) 上森博・金谷弘・田淵基嗣・上場輝康・山成寛：鉄骨造ラーメン架構の弾塑性挙動に及ぼす接合部パネルの影響 - その2 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1625-1626，1990.10.
- 5-3) 田淵基嗣・金谷弘・上森博：鉄骨造ラーメン架構の弾塑性挙動に及ぼす接合部パネルの影響 - その3 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1627-162，1990.10.
- 5-4) 長谷川隆，山内泰之：地震時に柱梁接合部パネルが他に先行して降伏する骨組の耐震性能に関する解析的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1145-1146，1991.9.
- 5-5) 秋山将光・松尾彰・中村雄治・椋代仁朗・高松隆夫：弱パネル型中低層鋼構造骨組の地震応答解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1565-1566，1993.9.
- 5-6) 長谷川隆，上遠野明夫，加村久哉，福田浩司，染谷友英，濱崎義弘：接合部パネルの変形を考慮した角形鋼管柱・H 形鋼梁ラーメン構造の地震応答解析，日本建築学会技術報告集，pp.43-49，1996.3.
- 5-7) 秋山宏：地震時における鋼構造ラーメン骨組の損傷分布則，日本建築学会論文報告集，第309号，pp.53-59，1981.11.
- 5-8) 小川厚治，黒羽啓明・待鳥賢治：強震を受ける1自由度系の正負2方向の損傷分布に関する研究，日本建築学会構造系論文報告集，第481号，pp.117-126，1996.3.
- 5-9) 加村久哉，井上一朗，小川厚治：全体崩壊型鋼構造ラーメン部材の必要塑性変形性能（その4 梁に要求される塑性変形性能），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.909 - 910，1999.9.
- 5-10) 澤泉紳一，井上一朗，中島正愛，小川厚治：全体崩壊型鋼構造ラーメン部材の必要塑性変形性能（その5 地震応答解析結果との比較），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.911 - 912，1999.9.
- 5-11) 井上一朗，小川厚治：全体崩壊型鋼構造ラーメン部材の必要塑性変形性能（その6 梁の塑性変形性能に及ぼす各パラメータの影響），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.913 - 914，1999.9.
- 5-12) 山田稔，辻文三：鋼材の応力－歪関係に関する研究（I：等方＋移動硬化モデル），日本建築学会論文報告集，第207号，1978.8.
- 5-13) 小川厚治，多田元英：柱・梁接合部パネルの変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発，第17回情報システム利用技術シンポジウム，pp.79-84，1994.12.
- 5-14) Yi Hua Huang, Akira Wada, Hiroaki Kawai and Mamoru Iwata：Study of Damage Tolerant Structure (Part 4), 日本建築学会大会学術講演梗概集 C 構造 II, pp.1513-1514，1993.9.
- 5-15) 横浜市構建造築物耐震指導基準策定委員会：振動応答解析マニュアル，付-2 横浜標準波の作成
- 5-16) 田中剛，田淵基嗣：接合部パネルのせん断挙動が梁部材の曲げ挙動に与える影響，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.253-256，1999.6.

第6章の参考文献

- 6-1) 小川厚治，多田元英：柱・梁接合部パネルの変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発，第17回情報システム利用技術シンポジウム，pp.79-84，1994.12.
- 6-2) 日本建築センター：建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)
- 6-3) 田淵基嗣，田中剛，桑原進，伊藤茂樹：鋼構造柱梁接合部パネルの耐力評価（その1，2），日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.193-200，2000.6.
- 6-4) 日本建築センター：建築物の構造規定
- 6-5) 長谷川隆，上遠野明夫，加村久哉，福田浩司，染谷友英，濱崎義弘：接合部パネルの変形を考慮した角形鋼管柱・H 形鋼梁ラーメン構造の地震応答解析，日本建築学会技術報告集，pp.43-49，1996.3.

本論文に関係する発表論文

日本建築学会論文報告集・その他審査論文

- 1) 桑原進，井上一朗：鋼管柱・梁接合部パネルのせん断加力実験，日本建築学会構造系論文報告集，No.502，pp.149-156，1997.12.
- 2) 桑原進，熊野豪人，井上一朗：左右の梁せいの異なる角形鋼管柱・梁接合部パネルの力学性状，日本建築学会構造系論文報告集，No.533，pp.175-182，2000.7.
- 3) 桑原進，井上一朗：接合部パネルを考慮した長方形ラーメンの保有水平耐力略算法，構造工学論文集，Vol.42B，pp.441-449，1996.3.
- 4) 桑原進，小川厚治，井上一朗：柱梁接合部パネルを考慮した部材間耐力比と保有水平耐力略算法，鋼構造年次論文報告集，第6巻，pp.357-362，1998.11.

日本建築学会大会学術講演梗概集

- 5) 井上一朗，多田元英，桑原進，柳原秀和：角形鋼管柱・H形鋼梁ラーメン構造の弾性層間変形成分とパネル・柱耐力比，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，pp.1559-1560，1993.9.
- 6) 勝井達也，桑原進，井上一朗，池澤弘之：角形断面柱・梁接合部パネルの力学性状 その1. 試験体・実験方法，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，pp.1393-1394，1994.9.
- 7) 池澤弘之，桑原進，井上一朗，勝井達也：角形断面柱・梁接合部パネルの力学性状 その2. パネル部分せん断加力実験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，pp.1395-1396，1994.9.
- 8) 桑原進，井上一朗，池澤弘之，勝井達也：角形断面柱・梁接合部パネルの力学性状 その3. 十字形分解架構実験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，pp.1397-1398，1994.9.
- 9) 桑原進，多田元英，井上一朗：角形断面柱・梁接合部パネルの力学モデル，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.523-524，1995.8.
- 10) 勝井達也，井上一朗，桑原進 池澤弘之：円形鋼管柱・梁接合部パネルの力学性状 その1. パネル部分せん断載荷実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.525-526，1995.8.
- 11) 池澤弘之，井上一朗，桑原進，勝井達也：円形鋼管柱・梁接合部パネルの力学性状 その2. 十字分解架構実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.527-528，1995.8.
- 12) 高田健一，井上一朗，桑原進：接合部パネルを考慮した長方形ラーメンの保有水平耐力略算法，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.295-296，1995.8.
- 13) 勝井達也，井上一朗，桑原進：円形断面柱・梁接合部パネルの力学モデル，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，pp.555-556，1996.9.
- 14) 熊野豪人，桑原進，井上一朗：鋼構造柱梁接合部パネルの弾塑性挙動（その1. パネル幅厚比を変数とした角形鋼管柱梁接合部パネル十字架構載荷実験）C-1分冊，pp.471 -472，1998.9.
- 15) 桑原進，熊野豪人，宮定章，井上一朗：左右の梁せいの異なる角形鋼管柱・梁接合部パネルの力学性状 その1，日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 III, pp.545-546，1999.9.
- 16) 桑原進，熊野豪人，宮定章，井上一朗：左右の梁せいの異なる角形鋼管柱・梁接合部パネルの力学性状 その2，日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 III, pp.547-548，1999.9.
- 17) 桑原進，熊野豪人，宮定章，井上一朗：左右の梁せいの異なる角形鋼管柱・梁接合部パネルの力学性状 その3，日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 III, pp.549-550，1999.9.
- 18) 熊野豪人，桑原進：パネル全体が塑性化する角形鋼管柱・段違い梁接合部パネルの力学性状，日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 III, pp. 未定，2000.9.

日本建築学会近畿支部研究報告集

- 19) 井上一朗，多田元英，桑原進，柳原秀和：角形鋼管柱・H形鋼梁ラーメン構造の弾性層間変形成分とパネル・柱降伏比，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.225-228，1993.6.
- 20) 井上一朗，桑原進，池澤弘之，勝井達也：角形断面柱・梁接合部パネルの力学性状 その1. パネル部分せん断載荷実験，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.165-168，1994.6.
- 21) 井上一朗，桑原進，池澤弘之，勝井達也：角形断面柱・梁接合部パネルの力学性状 その2. 十字形分解架構実験，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.169-172，1994.6.
- 22) 勝井達也，井上一朗，桑原進，池澤弘之：円形鋼管柱・梁接合部パネルの力学性状 その1. パネル部分せん断載荷実験，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.125-128，1995.6.

- 23) 池澤弘之, 井上一朗, 桑原進, 勝井達也: 円形鋼管柱・梁接合部パネルの力学性状 その2. 十字分解架構実験, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.129-132, 1995.6.
- 24) 桑原進, 多田元英 井上一朗: 角形断面柱・梁接合部パネルの力学モデル, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.121-124, 1995.6.
- 25) 高田健一, 井上一朗, 桑原進: 接合部パネルを考慮した長方形ラーメンの保有水平耐力略算法, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.153-156, 1995.6.
- 26) 勝井達也, 桑原進, 井上一朗: 円形断面柱・梁接合部パネルの力学モデル, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.281-284, 1996.7.
- 27) 桑原進, 熊野豪人, 宮定章, 井上一朗: 左右の梁せいの異なる角形鋼管柱・梁接合部パネルの力学性状 その1 釣合条件と弾性剛性・耐力算定式, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.233-236, 1999.6.
- 28) 熊野豪人, 桑原進, 宮定章, 井上一朗: 左右の梁せいの異なる角形鋼管柱・梁接合部パネルの力学性状 その2 十字架構載荷試験, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.237-240, 1999.6.
- 29) 田淵基嗣, 田中剛, 桑原進, 伊藤茂樹: 鋼構造柱梁接合部パネルの耐力評価(その1), 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.193-196, 2000.6.
- 30) 田中剛, 田淵基嗣, 桑原進, 伊藤茂樹: 鋼構造柱梁接合部パネルの耐力評価(その2), 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.197-200, 2000.6.

その他の発表論文

日本建築学会論文報告集・その他審査論文

- 1) 桑原進, 多田元英, 米山隆也, 今井克彦: 二重鋼管の補剛性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集 No.445, pp.151-158, 1993.3.
- 2) 脇山広三, 金振鐸, 多田元英, 桑原進, 宇野暢芳: 高力ボルトのねじ形状に関する解析的研究 ねじ谷底の応力集中の緩和, 日本建築学会構造系論文報告集, No.452, pp.121-127, 1993.10.
- 3) 多田元英, 井上一朗, 桑原進: 増分摂動法を適用した一般化硬化塑性ヒンジ法による線材骨組の構造解析, 第13回 情報・システム・利用・技術シンポジウム, pp.73-78, 1990.12.
- 4) Motohide Tada, Kazuo Inoue and Susumu Kuwahara : Application of perturbation techniques in the analysis of braced frames, sixth Canadian Conference on Earthquake Engineering, pp.77-84, 1991.6.
- 5) Susumu Kuwahara, Motohide Tada, Takaya Yoneyama and Katsuhiko Imai : Stability of Axially Compressed Double-tube Members, Fifth International Symposium on Tubular Structures, pp.183-191, 1993.8.
- 6) 多田元英, 桑原進, 米山隆也, 今井克彦: 二重鋼管のK形ブレース材を有する架構の水平加力実験, 日本鋼構造協会鋼構造年次論文報告集 第1巻, pp.203-208, 1993.7.
- 7) 井上一朗, 桑原進, 多田元英, 中島正愛: 履歴型ダンパーを用いた架構の地震応答と設計耐力, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, Vol.3, No.11, pp.65-77, 1996.9.
- 8) 井上一朗, 桑原進, 中平和人, 田中利幸, 瀬川輝夫: アルミ溶射摩擦ダンパーを有する架構の履歴特性, 構造工学論文集, Vol.43B, pp.119-124, 1997.3.
- 9) 桑原進, 井上一朗, 小川厚治: 履歴型ダンパー付きラーメン構造の地震応答性状, 日本機械学会創立100周年記念講演会 21世紀のダンピング技術シンポジウム講演論文集, pp.141-144, 1997.7.
- 10) Kazuo Inoue and Susumu Kuwahara : Optimum Strength Ratio of Hysteretic Damper, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 27, pp. 577-588, 1998.7.
- 11) 多田元英, 桑原進, 上村健二: 履歴型ダンパーが地震時の層間変位角速度および床加速度に及ぼす影響, 鋼構造年次論文報告集, Vol.6, pp.117-122, 1998.11.

日本建築学会大会学術講演梗概集

- 12) 脇山広三, 多田元英, 桑原進, 金振鐸, 宇野暢芳: 高力ボルトのねじ形状に関する研究, その1. ねじ底形状を変化させた場合, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, pp.1545-1546, 1990.10.
- 13) 脇山広三, 多田元英, 桑原進, 金振鐸, 宇野暢芳: 高力ボルトのねじ形状に関する研究, その2. ねじ底深さを変化させた場合, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, pp.1547-1548, 1990.10.

- 14) 脇山広三, 多田元英, 桑原進, 米山隆也, 今井克彦, 二重鋼管の補剛効果に関する研究: その1. 軸方向加力実験方法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, pp.1281-1282, 1991.9.
- 15) 脇山広三, 多田元英, 桑原進, 米山隆也, 今井克彦, 二重鋼管の補剛効果に関する研究: その2. 実験結果と考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, pp.1283-1284, 1991.9.
- 16) 脇山広三, 多田元英, 桑原進, 米山隆也, 今井克彦, 二重鋼管の補剛効果に関する研究: その3. 一次元FEM解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, pp.1285-1286, 1991.9.
- 17) 脇山広三, 多田元英, 桑原進, 米山隆也, 今井克彦, 二重鋼管の補剛効果に関する研究: その4. 軸方向加力実験及び弾塑性解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, pp.1469-1470, 1992.8.
- 18) 脇山広三, 多田元英, 桑原進, 米山隆也, 今井克彦, 二重鋼管の補剛効果に関する研究: その5. K型ブレース付架構水平加力実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, pp.1471-1472, 1992.8.
- 19) 多田元英, 桑原進, 山下仁崇, 今井克彦: 二重鋼管のシステムトラス部材への適用に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, pp.1373-1374, 1993.9.
- 20) 桑原進, 箱形断面部材の局部座屈モデルに関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集C, pp.1295-1296, 1993.9.
- 21) 桑原進, 澤井祥晃, 定ひずみ三角形要素を導入した箱形断面部材局部座屈モデル, 日本建築学会大会学術講演梗概集C, pp.1157-1158, 1994.9.
- 22) 山下仁崇, 多田元英, 桑原進, 今井克彦, 山岡康宏, 安井信行, 実大二重鋼管部材の力学性状に関する研究, その1 試験体および試験方法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1195-1196, 1994.9.
- 23) 安井信行, 今井克彦, 山岡康宏, 多田元英, 桑原進, 山下仁崇, 実大二重鋼管部材の力学性状に関する研究, その2 実験結果および考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1197-1198, 1994.9.
- 24) 中平和人, 井上一朗, 桑原進, 瀬川輝夫, 田中利幸: アルミ溶射摩擦ダンパー付きブレース架構載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集C-1, pp.765-766, 1996.9.
- 25) 井上一朗, 桑原進, 多田元英, 中島正愛: 履歴型ダンパー付き弾性ラーメン構造の地震応答(その1 多層骨組の等価な1質点系への置換と解析パラメータ), 日本建築学会大会学術講演梗概集C-1, pp.791-792, 1996.9.
- 26) 桑原進, 井上一朗, 多田元英, 中島正愛: 履歴型ダンパー付き弾性ラーメン構造の地震応答(その2 応答解析結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集C-1, pp.793-794, 1996.9.
- 27) 桑原進, 井上一朗, 小川厚治: 履歴型ダンパー付きラーメン構造の損傷量, 日本建築学会大会学術講演梗概集C-1, pp.793-794, 1997.9.
- 28) 船木伸彦, 井上一朗, 桑原進: 履歴型ダンパー付き架構の等価せん断型モデル, 日本建築学会大会学術講演梗概集C-1, pp.795-796, 1997.9.
- 29) 中平和人, 桑原進, 井上一朗, 田中利幸, 瀬川輝夫, 宇野暢芳: F10TM20・M24HTBを用いたアルミ溶射摩擦ダンパーの静的繰返し載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集C-1, pp.877-878, 1998.9.
- 30) 船木伸彦, 加村久哉, 桑原進, 井上一朗: 履歴型ダンパー付ラーメン架構の魚骨形モデル, 日本建築学会大会学術講演梗概集C-1, pp.915-916, 1998.9.
- 31) 桑原進, 井上一朗, 船木伸彦: 履歴型ダンパー付ラーメン構造の地震応答性状(柱梁耐力比・剛性比の高さ方向分布の影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集C-1, pp.917-918, 1998.9.
- 32) 諸石智彦, 桑原進: 間柱支持シヤパネル型履歴ダンパー付ラーメン架構の魚骨形モデル, 日本建築学会大会学術講演梗概集C-1, pp.853-854, 1999.9.

日本建築学会近畿支部研究報告集

- 33) 脇山広三, 多田元英, 桑原進, 金振鐸, 宇野暢芳: 高力ボルトのねじ形状に関する研究, その1, FEM弾性解析, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.181-184, 1990.5.
- 34) 脇山広三, 多田元英, 桑原進, 金振鐸, 宇野暢芳: 高力ボルトのねじ形状に関する研究, その2, FEM弾塑性解析, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.185-188, 1990.5.
- 35) 脇山広三, 多田元英, 桑原進, 米山隆也, 今井克彦, 二重鋼管の補剛効果に関する研究: その1, 軸方向加力実験, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.249-252, 1991.5.
- 36) 脇山広三, 多田元英, 桑原進, 米山隆也, 今井克彦, 二重鋼管の補剛効果に関する研究: その2, 一次元FEM解析, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.253-256, 1991.5.
- 37) 脇山広三, 多田元英, 桑原進, 米山隆也, 今井克彦, 二重鋼管の補剛効果に関する研究: その3, 軸方向加力実験及びK型ブレース付き架構実験, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.169-172, 1992.6.
- 38) 多田元英, 桑原進, 山下仁崇, 今井克彦: 二重鋼管のシステムトラス部材への適用に関する実験的研究, 日

- 本建築学会近畿支部研究報告集, pp.265-268, 1993.6.
- 39) 桑原進, 箱形断面部材の局部座屈モデルに関する研究, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.161-162, 1993.6.
- 40) 桑原進, 澤井祥見: 定ひずみ三角形要素を導入した箱形断面部材局部座屈モデル, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.149-152, 1994.6.
- 41) 桑原進, 井上一朗, 多田元英, 中島正愛: 履歴ダンパー付き弾性ラーメン構造の地震応答 (多層骨組の等価1質点系応答解析による考察), 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.133-136, 1996.7.
- 42) 船木伸彦, 井上一朗, 桑原進: 履歴型ダンパー付き架構の等価せん断型モデル, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.261-264, 1997.7.
- 43) 桑原進, 井上一朗, 小川厚治: 履歴型ダンパー付きラーメン構造の損傷量, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.265-268, 1997.7.
- 44) 船木伸彦, 加村久哉, 桑原進, 井上一朗: 履歴型ダンパー付ラーメン架構の魚骨形モデル, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.373-376, 1998.7.
- 45) 桑原進, 井上一朗, 船木伸彦: 履歴型ダンパー付ラーメン構造の地震応答性状 (柱梁耐力比・剛性比の高さ方向分布の影響), 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.377-380, 1998.7.
- 46) 諸石智彦, 桑原進: 間柱支持シヤパネル型履歴ダンパー付ラーメン架構の魚骨形モデル, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.301-304, 1999.6.

その他

- 47) 脇山広三, 多田元英, 宇野暢芳, 金振鎬, 桑原進, 小林正樹: F15T 級超高力ボルトの形状決定に関する解析結果報告, 日本建築学会近畿支部・鉄骨構造部会、平成 3. 度研究会資料集, pp.34-43, 1991.6.
- 48) 桑原進, 多田元英, 米山隆也, 今井克彦: 二重鋼管の補剛性能, 日本建築学会近畿支部・鉄骨構造部会, 平成 4. 度研究会資料集, pp.14-22, 1992.9.
- 49) Motohide Tada, Susumu Kuwahara, Kazuo Inoue and Kozo Wakiyama : Steel Structural Damages in the Hanshin Awaji Earthquake 1995, Osaka University / Nottingham University Joint Symposium
- 50) 桑原 進: 履歴型ダンパー付ラーメン架構の魚骨形モデルとその地震応答, 建築鋼構造研究フォーラム, pp.28-31, 1998.8.

謝辞

1989年 大阪大学工学部建築工学科 建築施工学講座への配属から今日に至るまで, 京都大学教授 井上一朗先生 (配属当時 大阪大学助教授) には終始変わらぬ懇切丁寧な御指導, 御鞭撻を賜りましたこと厚く御礼申し上げます. また, 大阪大学名誉教授 五十嵐定義先生, 同 名誉教授 脇山広三先生には日頃から御鞭撻いただき, 研究を進めるにあたって多くの御指導を頂きました. 厚く感謝の意を表する次第であります.

本論文を纏めるにあたり, 京都大学教授 辻文三先生, 同 上谷宏二先生には, 有益なご指摘を頂戴いたしました. 心より感謝いたします.

福井工業大学教授 辻岡静雄先生, 大阪大学助教授 多田元英先生には研究当初より有益な御助言とともに温かい励ましを頂きました. 厚く御礼申し上げます.

建設省総合技術開発プロジェクト「次世代鋼材による構造物安全性向上技術の開発」『崩壊型と破壊』分科会 (主査 井上一朗) に参加させていただき, 熊本大学教授 小川厚治先生, 京都大学教授 中島正愛先生, 建設省建築研究所 長谷川隆様を始めとする委員の方々から有益な御助言を頂きました. 特に同分科会のパネル WG のメンバーである神戸大学教授 田淵基嗣先生, 同 助教授 田中剛先生, 日本鋼管伊藤茂樹様とはパネルに関する共同研究を通して貴重な御指導・御意見を頂きました. これらの方々に心から感謝の意を表します.

卒業論文あるいは修士論文のテーマとして研究の遂行にご尽力いただいた当時大阪大学 池澤弘之 (現 住友金属工業), 同 勝井達也 (現 清水建設), 同 中山豊 (現 鴻池組), 同 熊野豪人 (現 竹中工務店), 同 宮定 章 (現 大阪大学大学院), 同 細川豊史 (現 住友林業), 同 向出静司 (現 大阪大学大学院) の諸氏を始めとする大阪大学建築施工学講座 (現 建築構造システム学領域) の皆様に深く御礼申し上げます.

末筆ながら, 研究成果を引用させていただいた多くの文献著者の方々に対し深く感謝の意を表します.

